

DIE BAUTECHNIK

18. Jahrgang

BERLIN, 27. September 1940

Heft 42

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Bemessung der eisernen Auskleidung kreisförmiger Unterwassertunnel.

Von Direktor Dr.-Ing. H. H. Kreß, Berlin.

Infolge des rasch zunehmenden Kraftwagenverkehrs ist nicht nur in Amerika, sondern auch in europäischen Hafenstädten die Bedeutung von Unterwassertunneln für die weltchauende und befriedigende Lösung schwieriger Verkehrsfragen gewachsen. Nach den zahlreichen Ausführungen von Unterwassertunneln für Kraftwagenverkehr in Nordamerika sind neuerdings auch in England und mit deutscher Hilfe in Belgien und Holland solche Tunnel gebaut worden. In Deutschland besteht bereits seit dem Jahre 1909 ein Fahrzeugtunnel unter der Elbe im Hamburger Hafen, der aber sowohl im Verkehrsumfange als auch in seiner der Verkehrsbewältigung dienenden Ausrüstung nicht vergleichbar mit den neuzeitlichen städtischen Kraftwagentunneln ist. Auch im Zuge der Reichsautobahnen sind Unterwassertunnel möglich und zum Teil bereits geplant. Soweit sie einmal verwirklicht werden, wird man sich auf die vorhandenen Erfahrungen stützen müssen. In verschiedenen Veröffentlichungen¹⁾ hat Verfasser die bei der Planung und Ausführung solcher Tunnel auftretenden Fragen behandelt. Im folgenden soll eine gedrängte Übersicht über die Bemessung der Auskleidung von Unterwassertunneln kreisförmigen Querschnitts nach dem von Steiner²⁾ entwickelten Verfahren für den praktischen Gebrauch des entwerfenden Ingenieurs vermittelt werden, wobei auf ausführliche Wiedergabe der langen Ableitungen der Grundformeln verzichtet wird. Als Baustoff für die eiserne Wandung kommt Gußeisen, Gußstahl, Flußeisen und hochwertiger Stahl in Betracht. Bei der Bemessung der Auskleidung geht man von den verschiedenen Belastungen aus, die auf die Tunnelröhre während der Bauausführung einwirken. Die Sicherheit der Tunnelröhre gegen Auftrieb muß schon vor dem Einbau des Verkehrsbandes gewährleistet sein. Diese Belastungen sind das Eigengewicht der Röhre, die auf dem Tunnelrohr lastende Auflast, der Auflagerdruck, der äußere Wasserdruck und der seitliche Erddruck. Für die Bemessung der Auskleidung muß man die ungünstigsten Beanspruchungen im Scheitel, Kämpfer und in der Sohle des Tunnelquerschnitts kennen. Im folgenden soll die Ableitung der einschlägigen Formeln angedeutet und eine Zusammenstellung der Gebrauchsformeln und Beiwerte für die genannten Belastungsfälle gegeben werden. Die Bemessung der eisernen Auskleidung (Tübbings) und die Ermittlung der Einheitsmassen für 1 m Tunnel werden sodann an Hand praktischer Rechnungsbeispiele gezeigt. Die nachstehende Zusammenstellung der wichtigsten Zahlen und Abmessungen ausgeführter Unterwassertunnel³⁾ soll Anhaltspunkte für die erste Wahl der Bemessung der Auskleidung vermitteln. Erwähnt sei noch, daß Unterwassertunnel nicht nur als Verkehrstunnel, sondern auch für Versorgungsanlagen aller Art in Betracht kommen.

Kreisförmige Tunnelquerschnitte werden nach der Lehre vom geschlossenen Kreisring berechnet. Bei einer zur y - y -Achse symmetrischen Belastung stellt der geschlossene Kreisring ein zweifach statisch unbestimmtes Tragwerk dar. Als statisch unbestimmte Größen denkt man sich im Kreismittelpunkt angreifend das Moment X_a und die Kraft X_b . Für jeden beliebigen Kreisbogen ds (Abb. 1) gilt die allgemeine Momentengleichung

$$(1) \quad M = M_0 + X_a + y X_b$$

Ferner gilt

$$(2) \quad \int \frac{M}{EJ} \cdot \frac{\delta M}{\delta X_a} \cdot ds = 0,$$

$$(3) \quad \int \frac{M}{EJ} \cdot \frac{\delta M}{\delta X_b} \cdot ds = 0.$$

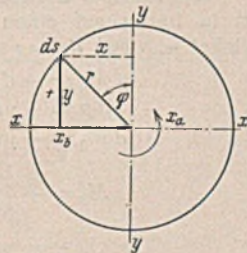


Abb. 1.

¹⁾ Kreß, Richtlinien für die Entwurfsbearbeitung von Autotunneln. Diss. Techn. Hochsch. Stuttgart 1936, Selbstverlag; — Autotunnel als Hilfsmittel großstädtischer Verkehrsentwicklung. Bauring 1937, H. 17/18, S. 218; — Über die Lüftung langer Kraftwagentunnel. Straßenbau 1937, H. 13 bis 15, S. 159, 171 u. 185; — Überblick über die verschiedenen Bauweisen für Autotunnel unter Gewässern. Straßenbau 1937, H. 19/20, S. 247 u. 265; — Autotunnel unter dem Hudson in New York (Lincoln Tunnel). Bauring. 1937, H. 47/48, S. 761.

²⁾ Steiner, Beitrag zur Theorie der Röhrentunnel kreisförmigen Querschnitts. Prag 1906. — Handbuch f. Eisenbetonbau, 4. Aufl., Bd. 12, S. 302. Berlin 1936, Wilh. Ernst & Sohn.

³⁾ Entnommen der in Anm. 1 genannten Doktorarbeit des Verfassers.

Wenn EJ unveränderlich ist, ist mit $\frac{\delta M}{\delta X_a} = 1$ und $\frac{\delta M}{\delta X_b} = y$

$$(2') \quad \int (M_0 + X_a + y X_b) 1 ds = \int M_0 ds + X_a \int ds + X_b \int y ds = 0,$$

$$(3') \quad \int (M_0 + X_a + y X_b) y ds = \int M_0 y ds + X_a \int y ds + X_b \int y^2 ds = 0.$$

Hieraus folgt für das unendlich kleine Kreisstück ds vom Mittelpunktswinkel φ für den Kreishalbmesser r durch Umformen und Integration mit

$$\int_0^{2\pi r} ds = 2\pi r, \quad \int_0^{2\pi r} y ds = 0, \quad y = r \cdot \cos \varphi, \quad ds = r d\varphi$$

$$\int_0^{2\pi r} y^2 ds = \int_0^{2\pi r} r^2 \cdot \cos^2 \varphi r d\varphi = r^3 \pi,$$

und endlich

$$(2'') \quad X_a = - \frac{\int M_0 ds}{2\pi r}$$

$$(3'') \quad X_b = - \frac{\int M_0 y ds}{\pi r^3}$$

Durch Ableitung der allgemeinen Ausdrücke M_0 , X_a , X_b und M für die Belastungsfälle aus

- Eigengewicht (Abb. 2),
- senkrechter Erdauflast (Abb. 3),
- Auflagerdruck (Abb. 4),
- äußerem Wasserdruck (Abb. 5),
- seitlichem Erddruck (Abb. 6)

erhält man für jeden beliebigen Kreisbogen für das Moment M und die Längskraft N Ausdrücke von der Form

$$M = k p r^2 \quad N = k' p r,$$

worin p die Belastung für die Einheit, r den Kreishalbmesser, k und k' Beiwerte für den jeweils betrachteten Kreisbogen bedeuten. Bei der Berechnung werden die Momente auf die Schwerachse der eisernen Wandung bezogen.

1. Eigengewicht (Abb. 2).

Im Kreis vom Halbmesser r ist für das Ringstück ds vom Mittelpunktswinkel φ und vom Gewicht $g ds$, wenn $ds = r d\varphi$

$$dM_0 = - ds g (\sin \varphi - \sin \varphi) r = - g r^2 (\sin \varphi - \sin \varphi) d\varphi.$$

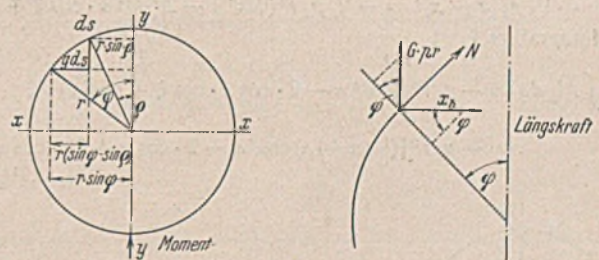


Abb. 2.

Durch Umformen und Integration folgt

$$M_0 = - g r^2 \int (\sin \varphi - \sin \varphi) d\varphi = - g r^2 (\varphi \cdot \sin \varphi + \cos \varphi - 1).$$

$$\text{Damit folgt aus (2'') mit } \int M_0 ds = 2 g r^3 [\varphi - \sin \varphi - \sin \varphi + \varphi \cdot \cos \varphi]_0^\pi = 0$$

$$X_a = 0$$

$$\text{und aus (3'') durch Umformen und Integration mit } \int M_0 y ds = - \frac{1}{2} \pi g r^4$$

$$\text{schließlich } X_b = + \frac{1}{2} g r.$$

Mit diesen Ausdrücken folgt aus (1) mit $y = r \cdot \cos \varphi$

$$M = g r^2 (1 - \frac{1}{2} \cdot \cos \varphi - \varphi \cdot \sin \varphi) = k g r^2.$$

Aus Abb. 2 folgt $N = X_b \cdot \cos \varphi - g r r \cdot \sin \varphi.$

Durch Einsetzen des Wertes für X_b folgt

$$N = - g r (\varphi \cdot \sin \varphi - \frac{1}{2} \cdot \cos \varphi) = k' g r.$$

2. Senkrechte Erdauflast (Abb. 3).

Bei einer Belastung von p_1 für die Längeneinheit des Tunnels ist im 1. und 4. Viertelkreis

$$M_0 = -\frac{1}{2} p_1 x^2 = -\frac{1}{2} p_1 r^2 \cdot \sin^2 \varphi,$$

im 2. und 3. Viertelkreis

$$M_0 = -p_1 r (r \cdot \cos \varphi_1 - \frac{1}{3} r) = -p_1 r^2 (\cos \varphi_1 - \frac{1}{3}).$$

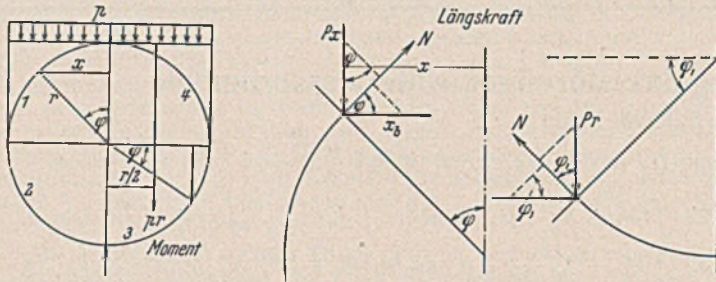


Abb. 3.

Durch Integration folgt

$$\int M_0 ds = -p_1 r^3 (2 - \frac{1}{4} \pi).$$

Hiermit folgt aus (2'') und (3'') mit $\int M_0 y ds = -\frac{1}{3} p_1 r^4$

$$X_a = \frac{p_1 r^2}{2 \pi} (2 - \frac{1}{4} \pi)$$

$$X_b = \frac{p_1 r}{3 \pi}$$

Hiermit ergibt sich für den 1. und 4. Viertelkreis

$$M = \frac{p_1}{\pi} \cdot r^2 \left(1 - \frac{\pi}{\gamma} + \frac{1}{3} \cdot \cos \varphi - \frac{1}{2} \pi \cdot \sin^2 \varphi \right) = k p_1 r^2$$

und für den 2. und 3. Viertelkreis

$$M = \frac{p_1}{\pi} \cdot r^2 \left(1 + \frac{3}{8} \pi + \frac{1}{3} \cdot \cos \varphi - \pi \cdot \sin \varphi \right) = k p_1 r^2.$$

Für die Längskraft ergibt sich im Bereich $\varphi = 0$ bis $\varphi = \frac{\pi}{2}$ und $\varphi = \frac{3}{2} \pi$ bis $\varphi = 2\pi$

$$N = X_b \cdot \cos \varphi - p_1 x \cdot \sin \varphi = \frac{p_1 r}{\pi} \left(\frac{1}{3} \cdot \cos \varphi - \pi \cdot \sin^2 \varphi \right) = k' p_1 r,$$

im Bereiche $\varphi = \frac{1}{2} \pi$ bis $\varphi = \frac{3}{2} \pi$ gilt

$$N = -p_1 r \cdot \cos \varphi_1 - X_b \cdot \sin \varphi_1 = \frac{p_1 r}{\pi} \left(\frac{1}{3} \cdot \cos \varphi - \pi \cdot \sin \varphi \right) = k p_1 r.$$

3. Bodenpressung (Abb. 4).

Die Bodenpressung ist lotrecht über die Breite $2a = 2r \cdot \cos \alpha$ gleichmäßig verteilt angenommen zu p_2 für die Tunnelänge 1.

$$M_0 = -\frac{1}{2} p_2 (a - x)^2 = -\frac{1}{2} p_2 r^2 (\cos^2 \alpha - 2 \cdot \cos \alpha \cdot \cos \xi + \cos^2 \xi).$$

Durch Integration folgt

$$\int M_0 ds = -p_2 r^3 \int_{\alpha}^{\pi/2} (\cos^2 \alpha - 2 \cdot \cos \alpha \cdot \cos \xi + \cos^2 \xi) d\xi$$

$$= -p_2 r^3 \left[(\frac{1}{2} \pi - \alpha) \cos^2 \alpha - 2 \cdot \cos \alpha + \frac{3}{2} \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha + \frac{1}{2} (\frac{1}{2} \pi - \alpha) \right].$$

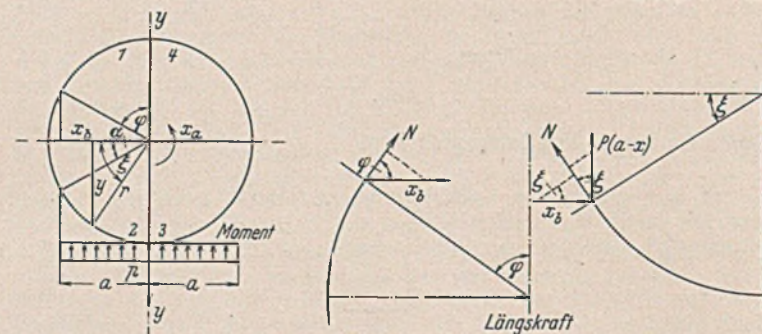


Abb. 4.

Damit folgt aus (2'') und (3'') und mit $\int M_0 y ds = \frac{1}{3} p_2 r^4 \cdot \cos^3 \alpha$

$$X_a = \frac{p_2 r^2}{2 \pi} \left[(\frac{1}{2} \pi - \alpha) (\cos^2 \alpha + \frac{1}{2}) - 2 \cdot \cos \alpha + \frac{3}{2} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \right]$$

$$X_b = -\frac{p_2 r}{3 \pi} \cdot \cos^3 \alpha.$$

Hiermit erhält man im Bereich $\xi = \alpha$ bis $\xi = \pi - \alpha$

$$M = \frac{p_2 r^2}{\pi} \left[\pi \cdot \cos \alpha \cdot \cos \xi - \frac{1}{2} \pi \cdot \cos^2 \alpha - \frac{1}{2} \pi \cdot \cos^2 \xi - \cos \alpha + \frac{1}{2} (\frac{1}{2} \pi - \alpha) (\cos^2 \alpha + \frac{1}{2}) + \frac{3}{4} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \frac{1}{3} \cdot \cos^3 \alpha \cdot \sin \xi \right]$$

$$= k p_2 r^2$$

und im übrigen Bereich

$$M = \frac{p_2 r^2}{\pi} \left[\frac{1}{2} (\frac{1}{2} \pi - \alpha) (\cos^2 \alpha + \frac{1}{2}) - \cos \alpha + \frac{3}{4} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha - \frac{1}{3} \cdot \cos^3 \alpha \cdot \cos \varphi \right]$$

$$= k p_2 r^2;$$

für eine Auflagerbreite $2a = 2r$ wird im 1. und 4. Viertelkreis

$$M = \frac{1}{\pi} \left(\frac{3}{8} \pi - 1 - \frac{1}{3} \cdot \cos \varphi \right) p_2 r^2 = k p_2 r^2$$

und im 2. und 3. Viertelkreis

$$M = -\frac{1}{\pi} \left(1 + \frac{1}{8} \pi + \frac{1}{3} \cdot \cos \varphi - \pi \cdot \sin \varphi + \frac{1}{2} \pi \cdot \sin^2 \varphi \right) r^2 p_2 = k p_2 r^2.$$

Für die Längskraft erhält man im Bereich $\varphi = 0$ bis $\varphi = \frac{1}{2} \pi + \alpha$ und $\varphi = \frac{3}{2} \pi - \alpha$ bis $\varphi = 2\pi$

$$N = X_b \cdot \cos \varphi = -\frac{1}{3 \pi} \cdot p_2 r \cdot \cos^3 \alpha \cdot \cos \varphi = k' p_2 r$$

und im Bereich $\varphi = \frac{\pi}{2} + \alpha$ bis $\varphi = \frac{3 \pi}{2} - \alpha$

$$N = p_2 (a - x) \cos \xi - X_b \cdot \sin \xi$$

$$= p_2 r (\cos \alpha \cdot \sin \varphi - \sin^2 \varphi - \frac{1}{3 \pi} \cdot \cos^3 \alpha \cdot \cos \varphi)$$

$$= p_2 r k'.$$

Für eine Auflagerbreite $2a = 2r$ wird

im 1. und 4. Viertelkreis $N = -\frac{1}{3 \pi} \cdot \cos \varphi p_2 r = k' p_2 r,$

im 2. und 3. Viertelkreis $N = \left(\sin \varphi - \sin^2 \varphi - \frac{\cos \varphi}{3 \pi} \right) p_2 r = k' p_2 r.$

4. Äußerer Wasserdruck (Abb. 5).

Es bedeuten

- c Abstand des Wasserspiegels vom Tunnelscheitel,
- t Abstand des Kreismittelpunkts vom Wasserspiegel,
- c = t - r Größe des Wasserdrucks im Scheitel,
- γ Einheitsgewicht des Wassers.

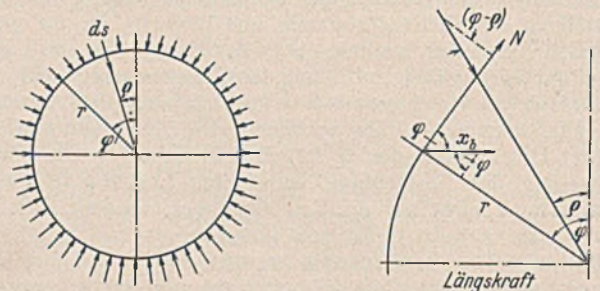


Abb. 5.

Das Moment M_0 eines Ringstücks ds mit dem Mittelpunktswinkel φ ist in bezug auf einen beliebigen Querschnitt mit dem Mittelpunktswinkel φ , wenn $ds = r d\varphi$

$$dM_0 = -d p r \cdot \sin(\varphi - \varrho)$$

$$d p = \gamma (t - r \cdot \cos \varrho) r d \varrho$$

$$dM_0 = -\gamma (t - r \cdot \cos \varrho) \sin(\varphi - \varrho) r^2 d \varrho$$

$$M_0 = -\int_0^{\varphi} \gamma (t - r \cdot \cos \varrho) \sin(\varphi - \varrho) r^2 d \varrho$$

$$= -\gamma r^2 t (1 - \cos \varphi) + \gamma \frac{1}{2} r^3 \varphi \cdot \sin \varphi$$

$$\int M_0 ds = -\gamma r^3 \cdot 2 \int_0^{\pi} [t(1 - \cos \varphi) - \frac{1}{2} r \varphi \cdot \sin \varphi] d \varrho$$

$$= \gamma r^3 \cdot 2 \pi \left(\frac{r}{2} - t \right).$$

Damit folgt aus (2'')

$$X_a = \gamma \frac{1}{2} r^3 + \gamma c r^2$$

$$\int M_0 y ds = -\gamma r^4 \cdot 2 \int_0^{\pi} [t(1 - \cos \varphi) - \frac{1}{2} r \varphi \cdot \sin \varphi] \cos \varphi d \varphi$$

$$= -\gamma r^4 \cdot 2 \left[-\frac{1}{2} \pi t + \frac{1}{8} r \pi \right] = -\gamma r^4 \cdot 2 \pi \left(\frac{1}{8} r - \frac{1}{2} t \right).$$

Damit folgt aus (3'')

$$X_b = -(\gamma r c + \frac{3}{4} \gamma r^2).$$

Mit diesen Werten erhält man aus (1)

$$M = -\frac{1}{2} \gamma r^3 (1 - \frac{1}{2} \cos \varphi - \varphi \cdot \sin \varphi) = k \frac{1}{2} \gamma r^3.$$

Für die Längskraft ergibt sich

$$N = X_b \cdot \cos \varphi - \int p ds \cdot \sin(\varphi - \varrho).$$

Durch Integration und Umformung ergibt sich schließlich

$$N = -\gamma r (c + r k'),$$

worin

$$k' = 1 - \frac{1}{4} \cos \varphi - \frac{1}{2} \varphi \cdot \sin \varphi.$$

5. Seitlicher Erddruck (Abb. 6).

Der seitliche Erddruck wird nach Forchheimer⁴⁾ zu $\frac{1}{5}$ der senkrechten Erdlast und über die lotrechte Projektion des äußeren Rohrdurchmessers gleichmäßig verteilt angenommen und in seiner Wirkung zwischen dem Scheitel der Tunnelröhre und dem Beginn des Auflagers in die Rechnung eingeführt. Entspricht diesem Teil des Rohrfumfangs der Mittelpunktswinkel β und ist p_3 die Größe des seitlichen Erddrucks für die Länge 1 des Tunnels, ferner in Abb. 6 $ds = r d\varphi$ ein beliebiges Kreisstück vom Mittelpunktswinkel φ und a dessen Abstand über der oberen Begrenzung der Rohrauflagerung, dann liegt das Kreisstück vom Scheitelpunkt der Röhre im Abstand $2r - a$ nach abwärts, wenn r den Halbmesser des Kreises bezeichnet.

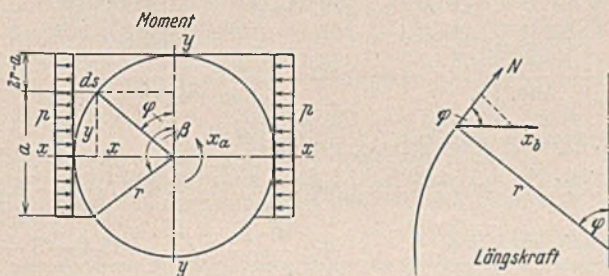


Abb. 6.

Im Bereiche $\varphi = 0$ bis $\varphi = \beta$ und $\varphi = 2\pi - \beta$ bis $\varphi = 2\pi$ ist

$$M_0 = -p_3 (2r - a) \frac{1}{2} (2r - a) = -\frac{1}{2} p_3 r^2 (1 - \cos \varphi)^2.$$

Im Bereiche $\varphi = \beta$ bis $\varphi = 2\pi - \beta$ findet man in ähnlicher Weise

$$M_0 = -p_3 r^2 (\frac{1}{2} \sin^2 \beta - \cos \varphi + \cos \beta \cdot \cos \varphi).$$

Ferner wird mit $ds = r d\varphi$

$$\int M_0 ds = -p_3 r^3 [(\pi - \beta) \sin^2 \beta - \frac{3}{4} \sin 2\beta + \frac{3}{2} \beta].$$

⁴⁾ Z. d. Oe. I. A. V. 1904, S. 151.

Damit folgt aus (2'')

$$X_a = \frac{p_3 r^2}{2\pi} [(\pi - \beta) \sin^2 \beta - \frac{3}{4} \sin 2\beta + \frac{3}{2} \beta].$$

Mit $y = r \cdot \cos \varphi$ wird nach Integration und Umformung

$$\int M_0 y ds = -p_3 r^4 [\frac{1}{3} \sin \beta \cdot \cos^2 \beta + \frac{2}{3} \sin \beta + (\pi - \beta) \cos \beta - \pi].$$

(3'') ergibt

$$X_b = \frac{1}{\pi} \cdot p_3 r [\frac{1}{3} \sin \beta \cdot \cos^2 \beta + \frac{2}{3} \sin \beta + (\pi - \beta) \cos \beta - \pi].$$

Im Bereiche $\varphi = 0$ bis $\varphi = \beta$ und $\varphi = 2\pi - \beta$ bis $\varphi = 2\pi$ wird

$$M = \frac{p_3 r^2}{\pi} [\frac{3}{4} \beta - \frac{1}{2} \pi + \frac{1}{2} (\pi - \beta) \sin^2 \beta - \frac{3}{8} \sin 2\beta - \frac{\pi}{2} \cos^2 \varphi + \frac{1}{3} \sin \beta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos \varphi + \frac{2}{3} \sin \beta \cdot \cos \varphi + (\pi - \beta) \cos \beta \cdot \cos \varphi].$$

Im Bereiche $\varphi = \beta$ bis $\varphi = 2\pi - \beta$ wird

$$M = \frac{p_3 r^2}{\pi} [\frac{3}{4} \beta - \frac{1}{2} \beta \cdot \sin^2 \beta - \frac{3}{8} \sin 2\beta - \beta \cdot \cos \beta \cdot \cos \varphi + \frac{2}{3} \sin \beta \cdot \cos \varphi + \frac{1}{3} \sin \beta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos \varphi].$$

Für $\beta = \frac{3}{4} \pi$ wird im Bereich $\pi = 0$ bis $\varphi = \frac{3}{4} \pi$ und $\varphi = \frac{3}{4} \pi$ bis $\varphi = 2\pi$

$$M = k p_3 r^2,$$

worin

$$k = \frac{1}{\pi} [\frac{1}{8} \pi + \frac{3}{8} - \frac{1}{2} \pi \cdot \cos^2 \varphi + (\frac{5}{12} - \frac{1}{8} \pi) \sqrt{2} \cdot \cos \varphi].$$

Im Bereiche $\varphi = \frac{3}{4} \pi$ bis $\varphi = \frac{5}{4} \pi$ wird

$$M = k p_3 r^2, \text{ worin } k = \frac{1}{\pi} [\frac{3}{8} (\pi + 1) + (\frac{3}{8} \pi + \frac{5}{12}) \sqrt{2} \cdot \cos \varphi].$$

Längskraft:

Im Bereiche $\varphi = 0$ bis $\varphi = \beta$ und $\varphi = 2\pi - \beta$ bis $\varphi = 2\pi$ wird

$$N = k' p_3 r,$$

worin

$$k' = \frac{1}{\pi} [\frac{1}{3} \sin \beta \cdot \cos^2 \beta + \frac{2}{3} \sin \beta + (\pi - \beta) \cos \beta - \pi \cdot \cos \beta] \cos \varphi.$$

Im Bereiche $\varphi = \beta$ bis $\varphi = 2\pi - \beta$ wird

$$N = k' p_3 r, \text{ worin } k' = \frac{1}{\pi} [\frac{1}{3} \sin \beta \cdot \cos^2 \beta + \frac{2}{3} \sin \beta - \beta \cdot \cos \beta] \cos \varphi.$$


Für $\beta = \frac{3}{4} \pi$ wird im Bereiche $\varphi = 0$ bis $\varphi = \frac{3}{4} \pi$ und $\varphi = \frac{3}{4} \pi$ bis $\varphi = 2\pi$

$$N = k' p_3 r, \text{ worin } k' = \frac{1}{\pi} \left[\left(\frac{5}{12} - \frac{\pi}{8} \right) \sqrt{2} - \pi \cdot \cos \varphi \right] \cos \varphi.$$

Im Bereiche $\varphi = \frac{3}{4} \pi$ bis $\varphi = \frac{5}{4} \pi$

$$N = k' p_3 r, \text{ worin } k' = \frac{1}{\pi} (\frac{5}{12} + \frac{3}{8} \pi) \sqrt{2} \cdot \cos \varphi.$$

Zusammenstellung der Gebrauchsformeln für die Beiwerte k und k' .

Nr.	Belastungsfall	Bereich 	Formeln für	
			k	k'
1	Eigengewicht	$\varphi = 0$ bis $\varphi = 2\pi$	$1 - \frac{1}{2} \cos \varphi - \varphi \cdot \sin \varphi$	$-(\varphi \cdot \sin \varphi - \frac{1}{2} \cos \varphi)$
2	Erdauflast	$\varphi = 0$ bis $\varphi = \frac{\pi}{2}$	$\frac{1}{\pi} \left(1 - \frac{\pi}{8} + \frac{1}{3} \cos \varphi - \frac{\pi}{2} \sin^2 \varphi \right)$	$\frac{1}{\pi} (\frac{1}{3} \cos \varphi - \pi \sin^2 \varphi)$
		$\varphi = \frac{3}{2} \pi$ bis $\varphi = 2\pi$		
3	Bodenpressung Auflager $2a = 2r$	$\varphi = \frac{1}{2} \pi$ bis $\varphi = \frac{3}{2} \pi$	$\frac{1}{\pi} (1 + \frac{3}{8} \pi + \frac{1}{3} \cos \varphi - \pi \sin \varphi)$	$\frac{1}{\pi} (\frac{1}{3} \cos \varphi - \pi \sin \varphi)$
		$\varphi = 0$ bis $\varphi = \frac{1}{2} \pi$ $\varphi = \frac{3}{2} \pi$ bis $\varphi = 2\pi$	$\frac{1}{\pi} (\frac{3}{8} \pi - 1 - \frac{1}{3} \cos \varphi)$	$-\frac{1}{3\pi} \cos \varphi$
4	Äußerer Wasserdruck	$\varphi = \frac{\pi}{2}$ bis $\varphi = \frac{3}{2} \pi$	$-\frac{1}{\pi} \left(1 + \frac{\pi}{8} + \frac{1}{3} \cos \varphi - \pi \sin \varphi + \frac{\pi}{2} \sin^2 \varphi \right)$	$\sin \varphi - \sin^2 \varphi - \frac{\cos \varphi}{3\pi}$
		$\varphi = 0$ bis $\varphi = 2\pi$	$-(1 - \frac{1}{2} \cos \varphi - \varphi \cdot \sin \varphi)$	$1 - \frac{\cos \varphi}{4} - \frac{1}{2} \varphi \cdot \sin \varphi$
5	Seitlicher Erddruck für $\beta = \frac{3}{4} \pi$	$\varphi = 0$ bis $\varphi = \frac{3}{4} \pi$ $\varphi = \frac{5}{4} \pi$ bis $\varphi = 2\pi$	$\frac{1}{\pi} \left[\frac{\pi}{8} + \frac{3}{8} - \frac{\pi}{2} \cos^2 \varphi + \left(\frac{5}{12} - \frac{\pi}{8} \right) \sqrt{2} \cdot \cos \varphi \right]$	$\frac{1}{\pi} \left[\left(\frac{5}{12} - \frac{\pi}{8} \right) \sqrt{2} - \pi \cdot \cos \varphi \right] \cos \varphi$
		$\varphi = \frac{3}{4} \pi$ bis $\varphi = \frac{5}{4} \pi$	$\frac{1}{\pi} \left[\frac{3}{8} (\pi + 1) + \left(\frac{3}{8} \pi + \frac{5}{12} \right) \sqrt{2} \cdot \cos \varphi \right]$	$\frac{1}{\pi} (\frac{5}{12} + \frac{3}{8} \pi) \sqrt{2} \cdot \cos \varphi$

Rechnungsmäßige Beiwerte k und k' für Scheitel, Sohle und Kämpfer.

Es ist für Fall 1, 2, 3 und 5 $M = k p r^2$ und $N = k' p r$, $\}$ = Druck für Scheitel,
für Fall 4 $M = \frac{1}{2} k \gamma r^3$ und $N = -\gamma r(c + k' r)$ $\}$ Kämpfer und Sohle
worin $\gamma = 1,00$
und c = Abstand des Wasserspiegels vom Scheitel.

Nr.	Belastungsfall	Scheitel $\varphi = 0$		Kämpfer $\varphi = \frac{\pi}{2} = 90^\circ$		Sohle $\varphi = \pi = 180^\circ$	
		k	k'	k	k'	k	k'
1	Eigengewicht . . .	+ 0,500	+ 0,500	- 0,571	- 1,571	+ 1,500	- 0,500
2	Auflast	+ 0,298	+ 0,106	- 0,307	- 1,000	+ 0,587	- 0,106
3	Bodenpressung (Auflagerdruck) . . .	- 0,049	- 0,106	+ 0,057	0	- 0,337	+ 0,106
4	Äußerer Wasserdruck	- 0,500	+ 0,750	+ 0,571	+ 0,215	- 1,500	+ 1,250
5	Seitlicher Erddruck	- 0,245	- 0,989	+ 0,245	0	- 0,224	- 0,718

Beispiele der Berechnung der eisernen Tunnelauskleidung.

1. Beispiel: Flußunterfahrung für Wasserversorgungszwecke durch eine gußeiserne Tunnelröhre kreisförmigen Querschnitts mit einem inneren Durchmesser von 3,50 m. Der Tunnel habe unter dem Fluß eine mittlere größtenteils aus Ton bestehende Überlagerung von 6 m.

Belastungsannahmen:

a) Eigengewicht der gußeisernen Auskleidung.

Einheitsgewicht des Eisens $\gamma_e = 7,25 \text{ t/m}^3$.

Man nimmt einen vorläufigen Tübbingquerschnitt (Abb. 7a) an, der nach Durchführung der Rechnung gegebenenfalls gemäß dem Ergebnis berichtigt werden muß. Mit dem Querschnitt der Abb. 7a wird

Tunneldurchmesser außen $d = 3,50 + 2 \cdot 0,20 = 3,90 \text{ m}$
Tunnelumfang außen $U = \pi d = \pi \cdot 3,90 = 12,25 \text{ m}$.

Diesen Umfang teilt man in 10 Teilstücke und 1 Schlußstück:

Breite eines Teilstücks $b = 0,500 \text{ m}$
Länge eines Teilstücks $l = 1,191 \text{ m}$
Breite des Schlußstücks $b' = 0,500 \text{ m}$
Länge des Schlußstücks $12,252 - 10 \cdot 1,191 = l' = 0,340 \text{ m}$.

Gewichtsberechnung (Abb. 7a bis c).

1. Inhalt:

Teil I: $\frac{1}{4} \pi (3,90^2 - 3,84^2) 0,50 = 0,182 35 \text{ m}^3$
Teil II: $2 \cdot \frac{1}{4} \pi (3,84^2 - 3,50^2) \frac{1}{2} (0,035 + 0,025) = 0,117 61 \text{ m}^3$
Teil III: $2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,10 \cdot 0,02 \pi \cdot 3,83 = 0,024 06 \text{ m}^3$
Teil IV: $2 [\frac{1}{2} (0,45 + 0,43) 0,17 - 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,10 \cdot 0,02] 0,03 \cdot 11 = 0,048 05 \text{ m}^3$
Versteifungsrippen:
 $2 (\frac{1}{2} \cdot 0,16 \cdot 0,16 - \frac{1}{2} \cdot 0,02 \cdot 0,10) 0,025 \cdot 11 = 0,006 49 \text{ m}^3$
Inhalt eines Tübbingringes $V = 0,378 56 \text{ m}^3$
 $\approx 0,378 6 \text{ m}^3$.

2. Eisengewicht:

Gußeisengewicht eines Tübbingringes abzüglich 2% für Bolzenlöcher $0,3786 \cdot 7,25 \cdot 98\% = 2,690 \text{ t}$
4% Zuschlag für Bolzengewicht $4\% \cdot 2,690 = 0,108 \text{ t}$
Gewicht eines Tübbingringes einschließlich Bolzen . . . = 2,798 t
Tübbinggewicht für 1 m Tunnel $2,798 : 0,50 = 5,596 \text{ t/m}$
 $g = \approx 5,60 \text{ t/m}$.

b) Senkrechte Erdauflast.

Nach dem Handbuch für Eisenbetonbau, 4. Aufl., Bd. 12, 5. Kap., S. 302, wächst der senkrechte Erddruck bis zu etwa 5 m Tiefe; von da ab kann er als unveränderlich angesehen werden. Der Druck nimmt nicht geradlinig mit der Tiefe zu, sondern nach einer parabolförmig begrenzten Fläche. Bei einer aus festem Ton bestehenden Überlagerung wird man mit einer gewölbeartigen Verspannung des Bodens rechnen können. Im vorliegenden Falle wird zur Erhöhung der Sicherheit die gesamte Überlagerungshöhe von 6 m in die Rechnung eingeführt.

Ist $\gamma = 0,90 \text{ t/m}^3$ das Raumgewicht des überlagernden Bodens unter Wasser, so ist die Belastung

$$p_1 = 6,00 \cdot 0,90 = 5,40 \text{ t/m}^2.$$

c) Berechnung der Querschnittsmerkmale (Abb. 7a).

1. Schwerachse.

Fläche cm^2	Achsenabstand von der Grundlinie $a-a$ cm	$f y$ cm^3
$f_I = 50 \cdot 3 = 150$	$y_1 = 20 - 1,50 = 18,50$	2775
$f_{II} = 17 \cdot 3 \cdot 2 = 102$	$y_2 = 17 : 2 = 8,50$	867
$f_{III} = \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 2 \cdot 2 = 20$	$y_3 = 17 - 0,70 = 16,30$	326
$\Sigma f = F = 272$		$\Sigma f y = 3968$

Der Abstand der Schwerachse $J-J$ von der Grundlinie $a-a$ ist

$$y_s = \frac{\Sigma f y}{\Sigma f} = \frac{3968}{272} = 14,60 \text{ cm}$$

und der Abstand der Schwerachse vom oberen Rand $y'_s = 20 - 14,60 = 5,40 \text{ cm}$.

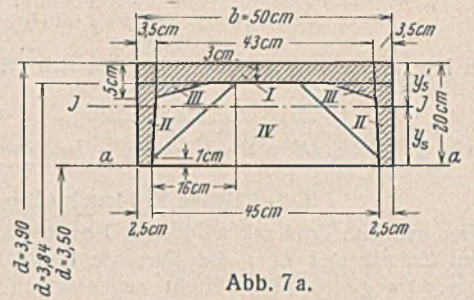


Abb. 7a.

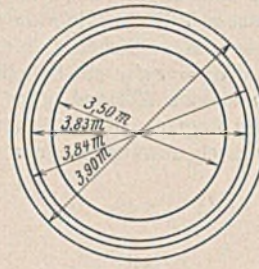


Abb. 7b.

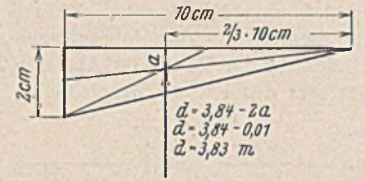


Abb. 7c.

2. Trägheitsmoment. $J = \Sigma (J_f + f a^2)$

$$J = \left[\frac{50 \cdot 3^3}{12} + 50 \cdot 3 (5,4 - 1,5)^2 \right] + \left[\frac{3 \cdot 17^3}{12} + 3 \cdot 17 (14,6 - 8,5)^2 \right] 2 + \left[\frac{10 \cdot 2^3}{36} + \frac{10 \cdot 2}{2} (5,4 - 3 - \frac{2}{3})^2 \right] 2 = 2394 + 6260 + 32 = 8686 \text{ cm}^4.$$

3. Widerstandsmoment. $W = \frac{J}{e}$

$$W_I = \frac{J}{y_s} = \frac{8686 \text{ cm}^4}{14,6 \text{ cm}} = 595 \text{ cm}^3$$

$$W_{II} = \frac{J}{y'_s} = \frac{8686 \text{ cm}^4}{5,4 \text{ cm}} = 1610 \text{ cm}^3.$$

4. Querschnitt. $F = 272 \text{ cm}^2$.

5. Durchmesser der Schwerlinie.

$$d_s = d - 2 y'_s = 3,90 - 2 \cdot 0,054 = 3,792 \text{ m}.$$

d) Bodenpressung.

Die Bodenpressung setzt sich zusammen aus Erdauflast, Eigengewicht und Auftrieb. Sie wird über den Durchmesser der Schwerlinie gleichmäßig verteilt angenommen.

Eigengewicht der Tübbinge + 5,596 t/m
Erdauflast $3,792 \cdot 5,40$ + 20,477 t/m
Auftrieb $\frac{1}{4} \pi \cdot 3,792^2 \cdot 1,0 \cdot 1,0$ - 11,300 t/m
 $p_2 = 14,773 \text{ t/m}.$

Bodenpressung für die Flächeneinheit = $14,773 : 3,792 = 3,90 \text{ t/m}^2$.

e) Äußerer Wasserdruck.

Der Wasserspiegel steht 9,20 m über dem Scheitel; der Tunnel durchfährt wasserführende Schichten, also ist anzunehmen, daß der volle Auftrieb zur Geltung kommt. Es ist $c = 9,20 \text{ m}$.

f) Seitlicher Erddruck.

Dieser wird nach vorstehendem zu $\frac{1}{5}$ des senkrechten Erddrucks und über die lotrechte Projektion des Tunneldurchmessers zwischen Scheitel und Auflagerfläche gleichmäßig verteilt angenommen. Somit ist

$$p_3 = \frac{1}{5} \cdot 5,40 = 1,08 \text{ t/m}^2.$$

g) Zulässige Beanspruchungen für Gußeisen.

auf Zug $\sigma_{zul} = 300 \text{ kg/cm}^2$
auf Druck $\sigma_{zul} = 600 \text{ kg/cm}^2$.

h) Berechnung der Momente und Längskräfte.

$r = \frac{1}{2} (3,90 - 2 y'_s) = (3,90 - 2 \cdot 0,054) \frac{1}{2} = 1,896 \text{ m}$
 $r^2 = 3,595 \text{ m}^2$
 $r^3 = 6,816 \text{ m}^3$.

1. Eigengewicht: $g = \frac{5,596}{\pi \cdot 3,90} = 0,456 \text{ t/m}^2$
 $gr = 0,456 \cdot 1,896 = 0,865 \text{ t/m}$
 $gr^2 = 0,456 \cdot 3,595 = 1,639 \text{ t}$
2. Erdauflast: $p = 5,40 \text{ t/m}^2$
 $pr = 5,40 \cdot 1,896 = 10,238 \text{ t/m}$
 $pr^2 = 5,40 \cdot 3,595 = 19,413 \text{ t}$
3. Bodenpressung: $p = 3,90 \text{ t/m}^2$
 $pr = 3,90 \cdot 1,896 = 7,394 \text{ t/m}$
 $pr^2 = 3,90 \cdot 3,595 = 14,020 \text{ t}$
4. Äußerer Wasserdruck: $c = 9,20 \text{ m}$; $\gamma = 1,00 \text{ t/m}^3$;
 $\frac{1}{2} \gamma r^3 = \frac{1}{2} \cdot 1,0 \cdot 6,816 = 3,408 \text{ t}$
5. Seitlicher Erddruck: $p = 1,08 \text{ t/m}^2$
 $pr = 1,08 \cdot 1,896 = 2,048 \text{ t/m}$
 $pr^2 = 1,08 \cdot 3,595 = 3,883 \text{ t}$

Mit den Beiwerten k und k' auf Seite 479 erhält man für die einzelnen Belastungsfälle folgende Momente und Längskräfte:

Nr.	Belastungsfall	Scheitel $\varphi = 0$		Kämpfer $\varphi = \frac{1}{2} \pi = 90^\circ$		Sohle $\varphi = \pi = 180^\circ$	
		M tm	N t	M tm	N t	M tm	N t
1	Eigengewicht . . .	+ 0,820	+ 0,433	- 0,936	- 1,359	+ 2,459	- 0,433
2	Erdauflast	+ 5,785	+ 1,085	- 5,933	- 10,238	+ 11,395	- 1,085
3	Bodenpressung . . .	- 0,687	- 0,784	+ 0,799	-	- 4,725	+ 0,784
4	Äußerer Wasserdruck	- 1,704	- 20,139	+ 1,946	- 18,216	- 5,112	- 21,937
5	Seitlicher Erddruck	- 0,951	- 2,025	+ 0,951	-	- 0,870	- 1,470
6	Gesamte Belastung je Ring	+ 3,263	- 21,430	- 3,173	- 29,813	+ 3,147	- 24,141

Bemerkung: Positive Momente erzeugen Zug auf der Innenseite, positive Längskräfte bedeuten Zug. Die Momente und Längskräfte aus Eigengewicht sind bei Änderung des angenommenen Tübbingquerschnitts entsprechend zu ändern.

Da die größte Zugspannung $\sigma = 234,60 \text{ kg/cm}^2$ unter dem zulässigen Wert von 300 kg/cm^2 liegt, kann der Tübbingquerschnitt (Abb. 7a) schwächer ausgeführt werden. Die Nachrechnung, die hier nicht wiedergegeben werden kann, zeigt, daß eine Stegdicke von 26 mm und eine Flanschenhöhe von 180 mm genügt. Der äußere Tunneldurchmesser wird dann 3,86 m. Die Abb. 8 bis 10 zeigen Einzelheiten der Tübbingausbildung. Für diese Abmessungen ergibt sich bei einer gesamten Tunnelänge von 560 m folgende für die Preisberechnung wichtige Zusammenstellung der Eisengewichte für die ganze Tunnelänge sowie der Einheitsmassen für Aushub, Eisenausbau, Auskleidungsbeton und Hinterspritzung für 1 m Tunnel. Der Schilddurchmesser ist jeweils um 0,20 m größer anzunehmen als der Tunneldurchmesser. Während sich die Gewichtsmengen der eisernen Auskleidung aus den Abmessungen des Tunnels ergeben, sind für die Berechnung der Aushubmengen und der Hinterspritzung die Abmessungen des Tunnelschildes maßgebend:

Tunneldurchmesser außen 3,86 m
 Schilddurchmesser außen 4,06 m
 Länge des eisernen Tunnels 560,00 m

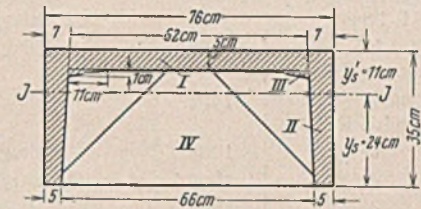


Abb. 11.

Spannungsnachweis in den gußeisernen Tübbings.

Querschnitt	$\sigma_i = \pm \frac{M}{W}$ kg/cm ²	$\sigma_{II} = \frac{N}{F}$ kg/cm ²	$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W}$ kg/cm ²
Scheitel $\varphi = 0$	$\sigma_i = + \frac{326\,300 \cdot 0,50}{595} = + 274$ $\sigma_a = - \frac{326\,300 \cdot 0,50}{1610} = - 101$	$- \frac{21\,430 \cdot 0,50}{272} = - 39,40$	$\sigma_i = 274 - 39,40 = + 234,60$ $\sigma_a = - 101 - 39,40 = - 140,40$
Kämpfer $\varphi = \frac{\pi}{2}$	$\sigma_i = - \frac{317\,300 \cdot 0,50}{595} = - 267$ $\sigma_a = + \frac{317\,300 \cdot 0,50}{1610} = + 99$	$- \frac{29\,813 \cdot 0,50}{272} = - 55$	$\sigma_i = - 267 - 55 = - 322$ $\sigma_a = 99 - 55 = + 44$
Sohle $\varphi = \pi$	$\sigma_i = + \frac{314\,700 \cdot 0,50}{595} = + 265$ $\sigma_a = - \frac{314\,700 \cdot 0,50}{1610} = - 98$	$- \frac{24\,141 \cdot 0,50}{272} = - 44,40$	$\sigma_i = 265 - 44,40 = + 220,60$ $\sigma_a = - 98 - 44,40 = - 142,40$

Bemerkung: + bedeutet Zugbeanspruchung, - bedeutet Druckbeanspruchung.

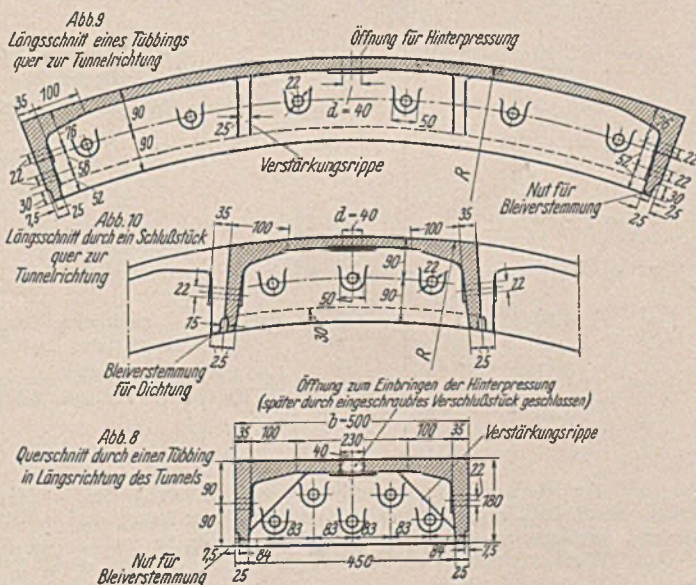


Abb. 8 bis 10.

- Tübbinggewicht ohne Bolzen 2620,80 t
 Bolzengewicht 102,48 t
 Eisengewicht mit Bolzen 2723,28 t

Massen für 1 m Tunnel:

- Aushub 12,946 m³
 Eisenausbau 4,863 t
 Auskleidungsbeton 0,437 m³
 Hinterspritzung, 10 cm dick 1,372 m³

2. Beispiel: Fahrzeugtunnel kreisförmigen Querschnitts von 8,70 m innerem Durchmesser unter einem Fluß. Der Wasserspiegel sei 15 m und die Flußsohle im Mittel 7,50 m über dem Tunnelscheitel. Die Überlagerung über dem Tunnelscheitel bestehe stellenweise aus wasserführenden Sandschichten.

Der Rechnungsgang ist wie beim 1. Beispiel. Mit dem Tübbingquerschnitt der Abb. 11 ergibt sich:

- Tunneldurchmesser außen 9,40 m
 Tübbingbreite 0,76 m
 Zusammensetzung eines Ringes: 15 Teilstücke zu je 1,94 m Länge
 1 Schlußstück . 0,43 m Länge.

Zusammenstellung: Vergleichszahlen

Allgemeines												
Nr.	Tunnel	Baujahr	Zweck	Länge	Anzahl der Tunnel	Achsenabstand	Durchmesser innen	Wasserstand		Überdeckung		
								Hochwasser über Tunnel	Niedrigwasser über Tunnel	m	Bemerkungen	
				m		m	m	m	m	m		
Eisenbahntunnel	1	Hudson	1879/89	Bahngleis	3597	2	—	5,49	30,6		> 6	4,6 m Ton aufgebracht
	2	City & South London Railway	1886/90	desgl.	5100	2	—	3,2	10,7			
	3	St. Clair	1888/90	2 Bahngleise	1870	1	—	6,05	24,8		> 5,2	
	4	Glasgow Subway	1892/95	Bahngleis	5950	2	—	3,36	16,75	14,35	> 4,3	erwünschte Tonschicht unmöglich
	5	Waterloo & City Railway	1894/98	Bahngleis, 2 Bahngleise	2400			3,69 7,02				
	6	City & South London Railway	1899	Bahngleis	13200			3,53				
	7	Central London Railway	1899	desgl.				3,55				
	8	desgl.	1899	desgl.				3,79				
	9	desgl.	1899	desgl.				3,84				
	10	desgl.	1899	desgl.				3,95				
	11	desgl.	1899	desgl.				4,56				
	12	desgl.	1899	2 Bahngleise				6,46 7,02				
	13	desgl.	1899	desgl.				7,62				
	14	desgl.	1899	desgl.				8,25				
	15	desgl.	1899	desgl.				9,15				
	16	East River	1904	Bahngleis	2030	2	10,3 bis 11,3	6,45	27,4		> 3,0	zeitweise mehr
	17	North River (Hudson)	1904	desgl.	2240	2	11,3	6,45	30		≈ 7,6	
	18	Seine	1927	2 Untergrundbahngleise	916,4	1	—	7,24	16,2	—	4,0	halb Sand halb Kalkstein
Leitungen	19	East River	1892/94	Gas	768	1	—	3,10	38,8		> 15,9	
	20	Lea	1900	Abwasserleitung	335	1	—	3,50	10,4		> 3	
Straßentunnel	21	Boston-Harbour	1899			1	—	7,10	27,5	24,45	> 5,5	
	22	Glasgow Harbour	1890/96	Straße, einspurig, Fußgänger	215	2	> 5,5	4,88	14,0	10,65	> 4,6	
	23	Blackwall	1892	Straße, zweispurig	1890	1	—	7,55	24,4		> 1,5	3 m Ton aufgebracht, je 23 m breit
	24	Spree	1896/99	Straßenbahn	454			3,75	12,0		> 3	
	25	Greenwich	1899	Fußgänger	370	1	—	3,6	20,4	14,35		
	26	Rotherhithe	1904/08	Straße, zweispurig	2097	1	—	8,45	16,9		> 4,5	
	27	Elbe	1909	Straße, einspurig	448,5	2	8,0	5,40	22,10		> 5,0	1 m grober Grubenkies aufgebracht
	28	Hollandtunnel (New York)	1927	Straße, zweispurig	2820	2	19,85	8,45	22		4,9 bis 12,2	Tonlage aufgebracht
	29	Oakland	1926	desgl.	1353	1	—	9,76				
	30	Detroit	1931	desgl.	1753,5	2		9,16		13,5	> 3	
	31	Schelde	1931/33	desgl.	2111	1	—	8,66	—	21,3	≈ 12	
	32	Schelde	1931/33	Fußgänger	572	1	—	4,30			≈ 12	natürliche Tonüberdeckung > 3,5 m
	33	Mersey	1934	Straße, vierspurig, Straßenbahn, zweispurig	4629	1	—	13,41	38		1,05 bis 6,10	Sandstein, obere Tonlage 1,5 bis 3 m
	34	Boston Harbour	1931/34	Straße, zweispurig	2148	1	—	8,53		17	≈ 6	

Bemerkungen: (1) In der Nähe der Schächte Gußstahl statt Gußeisen; (2) 10% der Niete undicht; (3) hochwertiger Stahl für die Bolzen; (4) Zugbänder in den Decken; (5) besondere Ringstücke für Schraubenpfähle; (6) Gußeisen und Gußstahl, 0,42% Bruch; (7) beabsichtigte Unterstützung des Flußtunnels durch Schraubenpfähle, größte Last 270 t/Pfahl; (8) 109 000 Dollar einschließlich Ausrüstung, Ausbesserung und Ergänzung; (9) Schildschneide durch festes Gestein verbogen; (10) bis 26,33 m unter Gelände und bis 20 m unter M.N.W.: sandige Schichten (Fließsand) mit schwachen Einlagen von alluvialem Ton (Polderleim).

ausgeführter Untertunnel.

Allgemeines

Zahl	Schächte		Verteilung der Arbeitsweisen					Bemerkungen	Bodenart (W = wasserführend)	Tunnelausführung				Bemerkungen
	Durchmesser außen m	Höhe m	Einschnitt		bergmännisch m	mit Schild ohne Druckluft m	mit Schild mit Druckluft m			Eisenringe	Beton	Ziegel	bewehrter Beton	
			offen m	geschlossen m										
2					aufgeg.				flüssiger Schlamm, „Silt“					
1	—	30,5	—	—	—	1150	680	Beginn von beiden Ufern	London Clay, jedoch bei Stockwall W weicher Ton, Sand, Kies, W, Erdgase, Findlinge Ziegelton, Sand, Kies, W	+	—	—	—	
—	—	—	—	—	—	—	+							
—	—	—	—	—	—	—	—							
—	—	—	—	—	—	—	—							
—	—	—	—	—	—	—	—							
—	—	—	—	—	—	—	—							
—	—	—	—	—	—	—	—							
—	—	—	—	—	—	—	—							
—	—	—	—	—	—	—	—							
—	—	—	—	—	—	—	—							
4 (4)	19,4 × 3,75 22,6 × 12,2	30,7 27,3	—	—	—	—	—		Erde, Fels, Sand, Ton					
2	6,7 × 9,75 30,5 × 47	16,75 23,2	—	54	368	314	1872	(7)	Fels, Kies, Ton, Silt	+	+		Sohle, First	300 bis 500 glls Wasser je Tag
—	—	—	—	138	428	—	250		plastischer Ton, Kalkstein, alluvialer Sand	+	—	+	—	
2		42,5	—	—	aufgeg.	—	+		Gneis, fester u. zerkleinerter Kalkstein, weicher Fels	+	—	+	—	
1	~ 1,80	~ 8,85	—	—	—	—	335		Ton, Torf, Kies	+	—	+	—	verkleinerter Ziegel
2	26,9	22,1 23	—	—	36	—	180		Geschlebelem, Sandbänke, W	+	—	+	—	
4	17,7	16,5 bis 23,5	531	418	—	164	777		W in Verbindung mit dem Fluß, Ton und feste Schichten	+				
—	—	—	—	80	—	—	374		feiner und grober Sand W					
2	13,1	13,4 15,3	—	—	—	—	370							
4	18,28	~ 30	687	340	—	—	1070			+	—	+	—	
2	25,66	29,10	—	—	—	—	448,5		Ton, feiner und grober Sand, Kies	+	—	—	—	—
4	11,5 × 15,3 11,3 × 28,4	15 bis 34	+	950	—	—	3900 einzeln	Landschächte waren Schildkammern	Fels, Ton, Silt, Steinschüttung mit Portlandzement gemischt	+	—	—	+	—
2	43,8 × 18,2	6,4	—	—	—	—	—							aus bewehrtem Gußbeton
2			213	368,5	—	—	436	736 m als Röhren versenkt	Ton mit Sandschichten, W	+	+	—	—	
2	15/16 □□	28 30	342	532	—	—	1237	Schacht 1 m tief im Ton-Gefrierverfahren	(10)	+	—	—	242 532	unten oben
2	Durchmesser 11,6	39	—	—	—	572	—	Schachtbau mit Ge- frierverfahren	Ton	572	—	—	—	
2	Außendurch- messer 6,45	60	—	—	—	—	—		Sandstein	+	+	—	—	
2		~ 20 m unter Gelände	400 + 300	—	—	—	1478	(11)	Fester Ton mit Einsprengung von lehmigem Sand, Kies, W	+	—	—	—	

darunter fester dichter Ton; (11) erste Betonschotte 3 m dick, 70 m vor Beginn der Druckluftarbeit mit einer Personenschleuse, einer Baustoffschleuse, zwei Aushubschleusen, einer Hilfsschleuse; zweite Betonschotte 580 m von der ersten entfernt; erste Schotte durch Sprengung entfernt; (12) durch Verwendung von Flußstahl Gewicht auf 2,87 t/m ermäßigt gegen 10 t/m bei Verwendung von Gußstahl.

ausgeführter Unterwassertunnel.

Bauliche Einzelheiten

Vortriebschildes									
Länge des Schildes	Schildgewicht		Schwanz		Schildwäler		Schildpressen		Baustoff des Kranzes
	ohne	mit	Länge	Dicke	Art	Länge	Zahl	Gesamt-druck	
	Zubehör								
m	t	t	m	mm		m		t	
3,15				31,3			16	1632	
	18,5								
4,65	61	72,6		25			24	max 3000 1200 bis 1600	
1,96	6,1		0,84	12,7			6	162	
	85								
2,08	85			25			22		
5,45	185		1,98	57	fest	0,90	27	5250	Gußstahl
3,70			1,80		beweglich				
4,88	135	19,3	1,95	54	fest und neunteilig	0,63	24	3000	desgl.
4,18	180	—		59	fest	0,75 0,98	27	3440	
2,2			1,07	23	fest	—	12	610	
3,52			0,77	25	—	—	11		Gußstahl
5,95	204		2,06	62,5	—	—	28	5165	(9)
4,50							10		
4,14		75	1,07	25	—	0,15	13	750	Gußstahl
5,48			2,20	57	—	—	40		desgl.
3,96									
6,00	120	—	2,10	52	—	—	16	2000	
5,76		400	2,44	69	fest	0,76	30	6100	
und in einem ausgebagerten Graben versenkt wurden.									
4,59			1,14	70	—	—	30	3000 7500	
5,60		300	1,14	70	fest		32	6400	Gußstahl
5,72			2,44		fest	0,76	30	4500	

Für einen gegenüber dem Tunnel um 0,20 m größeren Schild-durchmesser ergeben sich schließlich folgende Einheitsmassen für 1 m Tunnel:

- Aushub 72,382 m³
- Gußeisenausbau 21,875 t
- Auskleidungsbeton 7,815 m³
- Hinterspritzung, 10 cm dick 2,985 m³.

Abb. 12 zeigt den Regelquerschnitt des Scheldetunnels in Antwerpen.

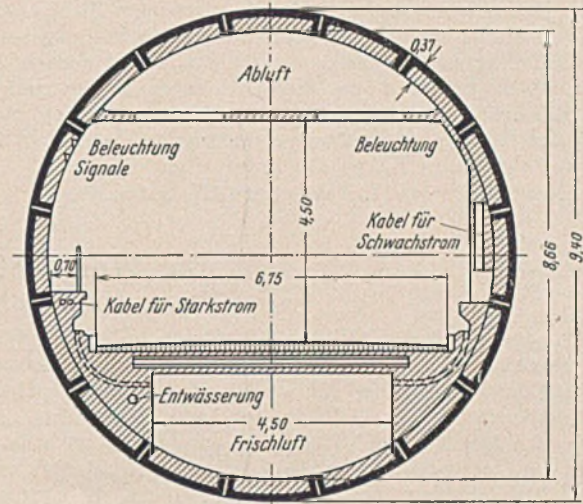


Abb. 12.

Schlußbemerkung.

Zu den auf die Tunnelröhre wirkenden Druckkräften infolge Auflast, Erddruck und Wasserdruck kann beim Durchfahren schlammiger Bodenschichten noch ein zusätzlicher Druck treten durch Verschiebungen in den durchfahrenen Schichten unmittelbar beim Durchgang des Schildes, solange sich darin der Gleichgewichtszustand noch nicht wiederhergestellt hat. Dieser Zusatzdruck wirkt auf den Schild und auf die Tunnelauskleidung im Sinne einer gegenseitigen Verschiebung von Schild und Auskleidung; er kann insbesondere dann eintreten, wenn sich der Schild auf seinem Vortrieb einem bereits abgesenkten Tunnelschacht nähert. Der sich dem Schacht nähernde Schild verdrängt den Schlamm und erzeugt dadurch Druckkräfte, deren Entlastung etwa in der in Abb. 13 skizzierten Weise vor sich geht. Da der Schacht die freie Entlastung dieser Drücke sperrt, vermehrt sich die Drucksteigerung gegen Schacht, Schild und Tunnelauskleidung in dem Maße, wie sich der Schild dem Schacht nähert; sie übt gegen den Schacht eine Kippwirkung aus. Solche Zusatzdrücke sind rechnerisch kaum erfaßbar, man kann sie unter Umständen durch in die Schachtwand eingebaute Druckmesser feststellen; ihre ungünstige Wirkung auf Schacht, Schild und Tunnelauskleidung kann man dadurch ausschließen, daß man in die Wand des Schachtes oder Senkkastens eine Öffnung schlägt, durch die man die zur Druckentlastung erforderliche Schlammmenge in den Schacht eindringen läßt (Öffnung A der Abb. 13).

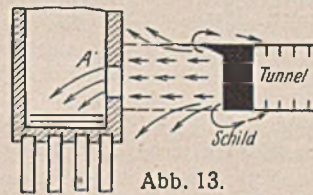


Abb. 13.

Schachtes oder Senkkastens eine Öffnung schlägt, durch die man die zur Druckentlastung erforderliche Schlammmenge in den Schacht eindringen läßt (Öffnung A der Abb. 13).

Um die Biegsamkeit der Tunnelröhre zu verringern und die Wasserdichtigkeit der Tübbinge zu gewährleisten, ist vollständige Steifigkeit der Ringe erforderlich. Diese erreicht man durch Anordnung waagerechter Zugstangen in der Fahrbahndecke und in der Decke der Abluftkanäle (Abb. 12), wodurch eine Abflachung der Ringe und die daraus folgenden zusätzlichen Spannungen verhindert werden, ferner durch sehr steife Ausbildung der Flanschen der Ringstücke (Winkerversteifung) als Gegenwirkung gegen die bedeutenden örtlichen Biegungsspannungen. Die Verbindung der einzelnen Teilstücke untereinander richtet sich nach dem Baustoff der Auskleidung, bei Gußeisen werden Bolzenverschraubungen, bei Flußeisen und hochwertigem Stahl Vernietungen oder Verschweißung angewendet. Bei Verbolzung ist den Flanschenbolzen der Teilstücke besondere Aufmerksamkeit zu widmen. Beim Hollandtunnel ermittelte man durch Versuche den zweckmäßigsten Baustoff und die wirksamste Anordnung dieser Bolzen. Dabei ergab sich, daß an Stelle der ursprünglich vorgesehenen Flußstahlbolzen die Verwendung von Bolzen

aus hochwertigem Stahl mit höherer Bruchlast trotz des teureren Preises zweckmäßiger ist, weil sich dadurch die Biegebungsbeanspruchungen in den Flanschen verringern und bedeutend kleinere Bolzendurchmesser gewählt werden können. Hierdurch verringerte sich beim Hollandtunnel das Stückgewicht eines Bolzens mit Mutter und Unterlagscheibe von 9,54 kg auf 4,54 kg, also um 52,40%, was bei einem Gesamtverbrauch von 869 000 Bolzen einer Ersparnis von 450 000 Dollar entsprach⁵⁾

Als Baustoff der eisernen Auskleidung wurden früher — wie die obige Zusammenstellung im einzelnen nachweist — gußeiserne Ringe verwendet. Heute wird statt Gußeisen hochwertiger Stahl verwendet. Die Ringe werden aus einzelnen gleichen Teilstücken und gegebenenfalls einem Schlußstück zusammengesetzt, deren Gewicht vom äußeren Tunneldurchmesser abhängt und deren Breite zwischen 50 cm und 76 cm schwankt. Die gußeiserne Auskleidung wählte man früher nicht nur wegen der bei leichter Herstellung verhältnismäßig geringen Kosten,

sondern auch auf Grund der heute überholten Ansicht, daß Gußeisen der Zerstörung durch Rost unter Wasser weniger ausgesetzt sei als Flußeisen oder Stahl. Es zeigten sich aber bei einigen ausgeführten Tunneln bald Risse der gußeisernen Auskleidung, die auf Biegebungsbeanspruchungen und Überbeanspruchung durch stoßweise Wirkung von Verkehrslasten zurückzuführen waren. Man führte daher schon bald hochbeanspruchte Teile in Stahlguß aus und ging mit fortschreitender Walztechnik zum Flußeisen über, wobei man den Rostschutz durch Hinterspritzen mit Zementmörtel im Mischungsverhältnis 1:1 bewerkstelligte. Während man früher die eiserne Tunnelauskleidung als allein tragenden Teil des Tunnels ansah, ist nach neuerer Auffassung der eiserne Mantel zusammen mit dem Auskleidungsbeton als tragender Teil aufzufassen und hat hauptsächlich eine sichere Abdichtung zu gewährleisten. Dadurch ergeben sich bei gleichbleibender Sicherheit schwächere Eisenquerschnitte und daraus die wirtschaftliche Anwendung hochwertigen Stahls, der außerdem die oben erwähnte einwandfreiere Verbindung der Teilstücke durch Verschweißung oder Vernietung ermöglicht.

⁵⁾ Eng. News-Rec. vom 11. November 1927, S. 603.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Wolga-Stauanlage in Kujbyschew.

Von Dr.-Ing. H. Saller in München.

Der Plan der „Großwolga“¹⁾ löst den Strom in eine fortlaufende Reihe von Stauseen (Abb. 1) zum Zweck der Wasserkraftgewinnung, der Schifffahrt und der Bewässerung auf, wobei der ersteren die Hauptrolle zufällt. Die oberste Stufe²⁾, der Stau bei Iwanowo, mit dem Anschlußkanal nach Moskau ist 1937 fertig geworden, die nächstfolgenden Stauanlagen von Uglitsch und Rybinsk sollen 1942 in Betrieb kommen. Es folgt der Stromrichtung nach zunächst eine Lücke, die künftig durch zwei Stauanlagen bei Balachna und Tscheboksary ausgefüllt werden soll, und dann schließt die große Stauanlage von Kujbyschew³⁾ an, die nicht nur die größte der Stauanlagen an der Wolga werden, sondern auch alle bisherigen Wasserkraftanlagen der Welt an Mächtigkeit weit übertreffen wird. Die Anlage hat ihren Namen von der Stadt Kujbyschew, dem alten Ssamara, die an der scharfen Wendung der großen, landschaftlich sehr schönen Ssamarsker Wolgaschleife gelegen ist. Die Ssamarsker Schleife ist 160 km lang, sie kann unter Benutzung der Ussa, eines rechten Nebenflusses der Wolga (Abb. 2), durch einen Durchstich abgeschnitten werden, der bei Perewoloki, 70 km unterhalb von Kujbyschew, die von einer Felswand gebildete Ussa-Wolga-Wasserscheide auf 2 km Länge durchbricht. Das an dem Durchstich anzulegende Wasserkraftwerk nutzt das innerhalb der Ssamarsker Schleife vorhandene Wolgaefälle von 6 m zur Kraftgewinnung aus. Der Schifffahrt dient eine zwei-stufige Schleusentreppe aus zwei Doppelschleusen von je 290 m Länge und 30 m Breite.

Bei dem Dorf Krasnaja Glinka, etwa 27 km oberhalb Kujbyschew, wird in der Wolgaschleife ein Sperrwerk, bestehend aus einem Betonwehr und einem Erddamm, errichtet. Auch hier wird ein Kraftwerk und eine Schifffahrtsschleuse eingebaut. Die Perewoloksker Anlage ist ganz im Trockenen ausführbar. Beide Teile können unabhängig voneinander gebaut werden. Tatsächlich im Bau ist erst die Anlage bei Krasnaja Glinka.

Die Bedeutung der beiden Kujbyschewsker Kraftwerke im Vergleich zu den größten amerikanischen Wasserkraftanlagen zeigt die folgende Zusammenstellung⁴⁾. Die Rolle, die der Kujbyschewsker Anlage innerhalb der in der Sowjetunion selbst im Laufe der bisherigen Planjahrfünfte entstandenen Wasserkraftwerke zukommt, mögen folgende Zahlenangaben beleuchten: Die Wolchow-Anlage leistet jährlich 300 Mill., die Swir-Anlage 600 Mill. kWh, die Dnjepr-Anlage 2,5 Milliarden, die Kujbyschew-Anlage aber 15,5 Milliarden kWh. Die letztere soll nicht nur dem benachbarten Wolgagebiet, sondern durch Fernleitung auch den großen Industriegebieten Moskau, Gorkij, Kasan, Ural u. a. zugute kommen.

Kraftwerk	Ausbaugröße	Arbeitsleistung
	1000 kW	Milliarden kWh
Grand Coulee . . .	1800	12,0
Boulder Dam . . .	1300	5,8
Niagara . . .	1150	5,0
Tennessee (künftig) . .	660	5,0
Bonneville . . .	430	2,5
Kujbyschew . . .	3400	15,5

Die Gründung der jetzt schon im Bau befindlichen Shigulewsker Anlage trifft auf recht verwickelte geologische Verhältnisse. Man muß

¹⁾ Bautechn. 1940, Heft 28, S. 327 bis 329.

²⁾ Längsschnitt der Stauwerke, a. a. O., Abb. 2.

³⁾ Saller, Der Kujbyschewsker Wasserkraftgigant. Z. f. Binn. 1940, Heft 1/2, S. 12.

⁴⁾ Saller, Die Umgestaltung des Wasserstraßennetzes der Sowjetunion. Z. f. Binn. 1939, Heft 6, S. 232.

den Wolgadamm hier in bedeutender Ausdehnung auf alte und neue Sand- und Lehmlagerungen gründen, die bis auf 200 m Tiefe anstehen. Aber in Krasnaja Glinka selbst sind an beiden Ufern Kalkfelsen vorhanden, auf die man die Betonbauten gründen kann. Das Kraftwerk liegt am linken Ufer (Abb. 3 bis 5). Es ist 435 m lang und nimmt zehn Kaplan-turbinen zu je 175 000 kW auf. Der Raddurchmesser ist 10,5 m, die lotrechte Achse hat 1,7 m Durchm. Jede der fünf Radschaufeln wiegt 40 t, die ganze Turbine 1300 t. Das anschließende 950 m lange Beton-



Abb. 1. Übersichtsplan.

überfallwehr hat 23 Öffnungen von je 35 m Weite⁵⁾. Es läßt bis zu 40 000 m³/sek und zusammen mit der Kraftanlage 75 000 m³/sek durch. An das Überfallwehr schließt sich ein 2500 m langer, 45 m hoher, in der Sohle 600 m breiter und 48 Mill. m³ Bodenmengen fassender Erdamm an und weiter am rechten Ufer zwei Schiffsschleusen, die mit 30 m größtem Spiegelunterschiede das größte bisher für Schleusen ausgeführte Gefälle haben werden (das größte bisher bekannte Schleusengefälle ist am Tennessee mit 20 m ausgeführt). Die große Hubhöhe ergibt sich aus der Notwendigkeit, Schiffe bei den verschiedenen Wasserständen des Kujbyschewsker Staubeckens durchzulassen.

Die Perewoloksker Anlage soll erst in zweiter Reihe gebaut werden. Sie liegt am Südhang der Ussa-Wasserscheide. Das an dem Kraftkanal errichtete Kraftwerk hat sieben Kaplan-turbinen der gleichen Art wie die im Shigulewsker Kraftwerk. Der Schiffskanal ist von dem Kraftkanal getrennt, er mündet in die Wolga mit der bereits genannten doppelten Schleusentreppe. Der Schiffsverkehr wird künftig der Hauptsache nach die durch die Perewoloksker Anlage ermöglichte Abkürzung der Wasserstraße ausnutzen. Nur der Naphthaverkehr, der ungefähr 35% des Wolgaumschlags ausmacht, wird die Staustufe nicht durchfahren, sondern sie durch Hinüberpumpen des Öles mit einem Pumpwerk bei Perewoloki überwinden.

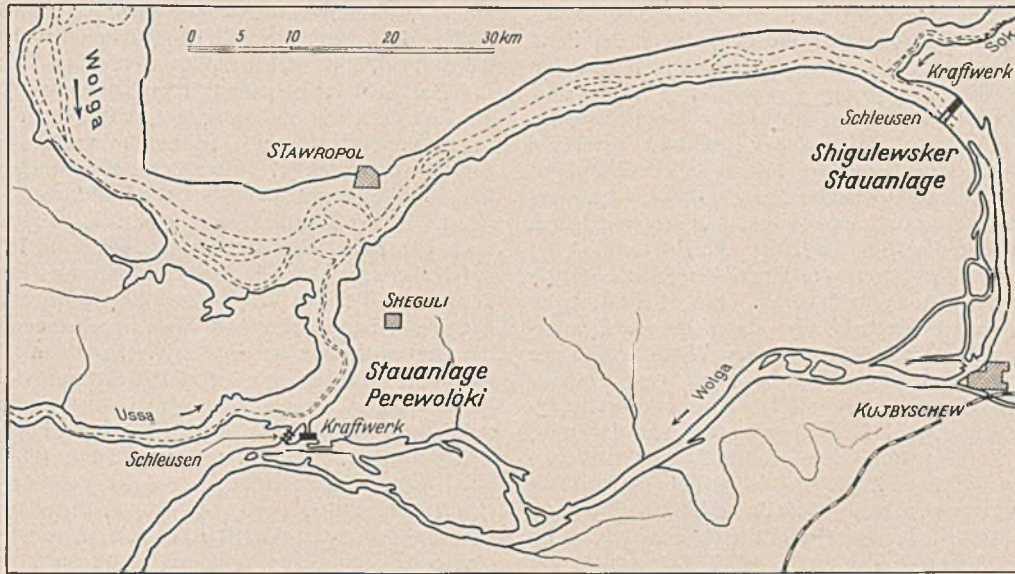


Abb. 2. Kujbyschewsker Stauanlage an der Samarsker Wolgaschleife.

hinauf der Wolgaschiffahrt eine Mindesttiefe von 5 m gesichert. Das „Kujbyschewsker Meer“ gibt an Fläche dem Onegasee nur wenig nach, es nimmt eine Wassermenge von 12 Milliarden m³ = 12 km³⁶⁾ auf, die während eines Schiffs-fahrtsabschnitts ausgenutzt werden kann. Infolge der damit verbundenen Regelung des Wasserstandes der Wolga unterhalb Kujbyschew ist zugleich für die Schiffahrt bis Astrachan künftig 3 m Mindesttiefe gesichert. Der Slau der Kujbyschewsker Anlage zwingt zur Umsiedelung zahlreicher Städte und Dörfer mit zusammen 215 000 Menschen.

Die Kujbyschewsker Kraftanlagen werden bei Vollentwicklung 3 Mill. kW bei einer mittleren Jahresleistung von 12,5 Milliarden kWh ergeben. Diese Zahlen werden sich nach Ausbau der ganzen Großwolga auf 3,4 Mill. kW und 15 Milliarden kWh erhöhen. Man rechnet die Selbstkosten der kWh in Kujbyschew (also ohne Fernleitung) zu 0,73 Kop. (1,5 Pf.). Die entsprechende Verwertung und Unterbringung des elektrischen Stromes ist eine volkswirtschaftliche Frage von ungeheurer Bedeutung. Welche Entwicklung diese Planungen in der Sowjetunion im Laufe der Planjahrfünfte genommen haben, mag allein schon daraus hervorgehen, daß der staatliche Planungsausschuß für die Stromversorgung Rußlands (GOELRO), der noch zur Zeit des Kriegskommunismus einen mehrjährigen Entwicklungsplan entwarf und im Jahre 1921 in den staatlichen Planungsausschuß Gosplan übergang, den Bau von Kraftwerken

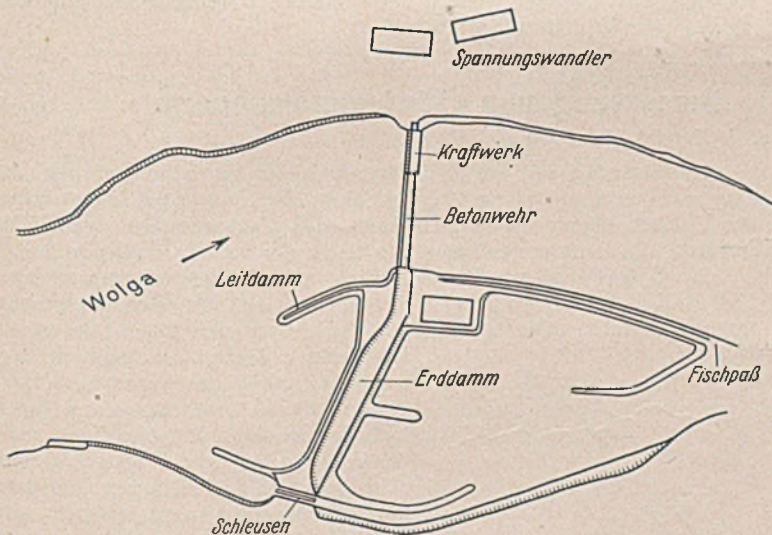


Abb. 3. Shigulewsker Stauanlage, Lageplan.

Die Kujbyschewsker Stauanlage hebt den Wolgawasserspiegel im Höchstfall um 31 m. Der Stau reicht in der Wolga 600 km weit bis hinauf nach Tscheboksary, wo künftig einmal die nächste Wolgastauanlage ihren Platz finden wird, und an der Kama 200 km weit bis zur Wjatkamündung (Abb. 1). Infolge des Staus ist künftig bis Kosmodemjansk

⁵⁾ Frühere Quellen sprachen von 32 Öffnungen. Auch Modellabbildungen geben die Anzahl der Öffnungen verschieden an.

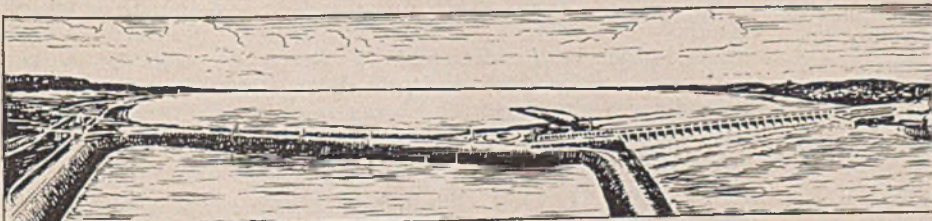


Abb. 4. Shigulewsker Stauanlage, Gesamtansicht vom Unterwasser.

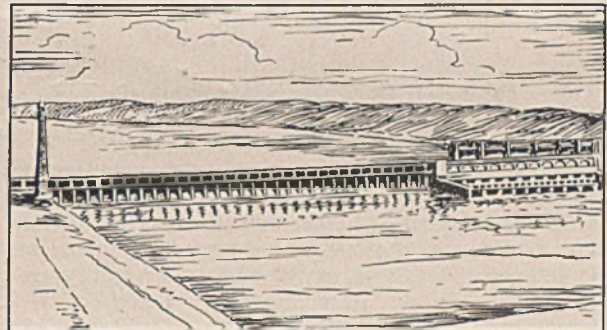


Abb. 5. Shigulewsker Betonwehr und Kraftwerk, vom Unterwasser gesehen.

mit einer gesamten Ausbauleistung von 1,5 Mill. kW vorsah. Diese Zahl wird allein durch die Kujbyschew-Anlage um das Doppelte übertroffen. Die ersten Turbinensätze dieser Anlage sollen 1948 in Betrieb kommen⁷⁾. Ihre volle Leistungsfähigkeit wird die Kujbyschewsker Gesamtanlage im Jahre 1950 erreichen. In wasserarmen Jahren berechnet man 10,5 Milliarden kWh Jahresleistung, in wasserreichen 19 Milliarden. Zum Ausgleich des Unterschiedes von 8,5 Milliarden sind Wärmekraftwerke ergänzend in Aussicht genommen.

Die Kujbyschewsker Kraftwerke gliedern sich in das große elektrische Versorgungsnetz des europäischen Rußlands ein. Sie arbeiten zusammen mit dem Moskauer, Gorkowsker, Iwanowsker, Uralsker und künftig nach Erbauung des unterhalb vorgesehenen Kamyschinsker Wolgawasserkraftwerkes auch mit diesem und den Donez-Dnjepr-Großkraftwerken. Sie werden etwa ein Drittel ihrer Stromerzeugung bis auf 900 und 1000 km Entfernung abgeben, eine bisher in der Welt nicht erreichte Fernleitung.

⁶⁾ Die Zuverlässigkeit dieser, einer russischen Quelle entnommenen Angabe scheint zweifelhaft zu sein. Für die weiter oberhalb gelegene, weniger bedeutende Rybinsker Stauanlage werden 24,8 km³ angegeben, und für die unterhalb in Kamyschin angesetzte nächste Staustufe scheinen 40 km³ in Aussicht genommen zu sein. Der nutzbare Rauminhalt aller an Wolga und Kama anzulegenden Wasserbecken wird zu 170 km³ angesetzt.

⁷⁾ Bisher wurde als Jahr der Inbetriebnahme der ganzen Anlage 1945 genannt.

Es sollen dabei Hochspannungen bis zu 440 kV Anwendung finden. Versuche mit einer ganz neuen sogenannten Blockanordnung der Fernleitung sind im Gange. Für den Boulder Dam bei Los Angeles werden 435 km Entfernung und 287 500 V Spannung genannt. Für Kujbyschew sind Spannungswandler von Gewichten und Ausmaßen vorgesehen, für die schon nicht mehr mit der Beförderung auf der Eisenbahn gerechnet werden kann, für die vielmehr eine besondere Fabrik an der Wolga erbaut werden muß, damit sie auf dem Wasserwege herangebracht werden können. Alle die genannten Überlandnetze werden zusammen einen Stromhaushalt bisher unerhörten Umfangs bilden.

Mit dem Plane der Großwolga ist ein umfangreicher Bewässerungsentwurf am linken unteren Wolgaufer verbunden. Ein an Fläche der Schweiz vergleichbarer, überaus fruchtbarer, aber durch die aus benachbarten Wüsten und Steppen kommenden, sengenden Winde etwa alle 5 Jahre von Dürren heimgesuchter Landstrich soll zu einer großen Weizenkammer Rußlands ausgebildet werden. Davon soll die Kujbyschewer Stauanlage zunächst etwa 1 Mill. ha erfassen, von denen $\frac{3}{4}$ mittels Beregnung unter Zuhilfenahme von elektrisch angetriebenen Pumpen bewässert werden sollen. Zugleich soll die Landwirtschaft mechanisiert werden. Man rechnet, daß bis zum Jahre 1952 Kujbyschew etwa 3,5 Milliarden kWh jährlich hierzu abzugeben haben wird. Im großen wird die Bewässerungsanlage des gesamten Weizengebiets zur Ausführung kommen, wenn einmal die nächste wolgaabwärts in Kamyshin vorgesehene Stauanlage ausgeführt sein wird.

Das ganze Wolgagebiet war bisher infolge ungenügender Stromversorgung im Verhältnis zur Bevölkerungsdichte industriell ganz rückständig. Man nimmt an, daß die gewerbliche Erzeugung des Wolgagebietes sich mit der Zeit etwa verdreifachen wird. Neue Industrien, insbesondere chemische Werke und Maschinenfabriken, werden entstehen. Die durch die Bewässerung veranlaßte Hebung der Landwirtschaft wird einen großen Bedarf an Düngstoffen und landwirtschaftlichen Maschinen zur Folge haben. Man rechnet, daß allein der chemische Industriezweig bis zu 2 Milliarden kWh jährlich aufnehmen wird, der maschinelle 1,3 bis 1,5 Milliarden. Große Fabriken für Erzeugung von Aluminium, Magnesium, Elektrostahl, Silumin u. a. werden entstehen und elektrischen Strom beanspruchen.

Zwischen Wolga und Ural ist ein großes neues Naphthagebiet entdeckt und ausgebaut worden. Es soll der bisherigen Zusammenfassung der russischen Naphthaausbeute in Baku den wirtschaftlich wie wehrpolitisch erforderlichen und wichtigen Abbau bringen. Dieser Plan spielt

unter dem Schlagwort „zweites Baku“ in UdSSR. schon jetzt eine große Rolle. Man rechnet, daß dafür schon im Jahre 1952 an Strom etwa 0,6 Mill. kWh jährlich benötigt werden.

Der stark angespannte Eisenbahnverkehr im Wolgagebiet arbeitet zur Zeit noch mit Heizstoff, der aus weiter Ferne beigeht wird. Was liegt näher, als hier die Bahnen in großem Umfang auf elektrischen Antrieb umzustellen? Etwa 1500 km Strecken könnten elektrisch betrieben werden und jährlich etwa 1 Milliarde kWh verbrauchen.

Es ist also anzunehmen, daß das Wolgagebiet, das im Jahre 1937 noch 546 Mill. kWh verbrauchte, etwa bis 1952 den vollen Stromanfall der Kujbyschewer Wasser- und Wärmekraftwerke verzehren wird. Dadurch, daß die vom Kujbyschewer Kraftwerk bedienten Gebiete ihrer geographischen Länge nach weit auseinandergehen, sind die Stromverhältnisse sehr günstig. Zwischen Ural und Moskau z. B. besteht ein Zeitunterschied von $1\frac{1}{2}$ Stunden. Die täglichen Spitzenbeanspruchungen an Strom fallen also nicht zusammen. Ebensowenig decken sich jahreszeitlich die Spitzenansprüche der Industrie und der Bewässerung.

Man erwartet bis etwa zum Jahre 1952 in den Kujbyschewer Schiffahrtsschleusen einen Güterdurchgang von über 80 Mill. Tonnen, der sich aus Naphtha, Holz, Steinkohle, Baustoffen, Getreide, chemischen Erzeugnissen, Salz, Metall u. a. zusammensetzen wird. Da das Kujbyschewer Staubecken stellenweise bis zu 50 km Breite annehmen wird und mit einem 2 m hohen Wogengang gerechnet werden muß, so muß eine völlig neue, den Seeverhältnissen angepaßte Wolgalotte mit Schrauben an Stelle der bisherigen Raddampfer erbaut werden. Von Kujbyschew bis Kosmodemjansk an der Wolga und an der Kama von ihrer Mündung bis Sokoly Gory müssen 93 Häfen eingerichtet und mit Umschlagsgerät ausgerüstet werden. Dabei müssen in Berücksichtigung der Seeeigenschaft des Beckens alle 30 bis 40 km Zufluchthäfen angelegt werden. Außerdem sind Schutzdämme erforderlich, um Schiffe, die auf Reede liegen, gegen den Wogengang zu schützen. Für den Bau neuer Häfen sind 600 Mill. Rubel und für den Bau neuer Schiffsbau- und -ausbesserungswerften weitere 400 Mill. Rubel vorgesehen.

Solange die Großwolga nicht völlig ausgebaut sein wird, wird innerhalb der Wolga mit Strecken verschiedener Befahrungseigenschaften gerechnet werden müssen, mit solchen, auf denen Flußschiffe verkehren oder nicht verkehren können. Daraus werden sich im Übergang Schwierigkeiten ergeben. Eine dauernde Folge der stark geminderten Wolgaströmung wird längerer Bestand der winterlichen Eisdecke und eine Verkürzung der Schiffahrtsdauer sein.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Einfluß der Mauerkrümmung auf die Bemessung von Gewichtstaumauern.

Von Regierungsbaumeister a. D. Harald Link, Essen.

Gewichtstaumauern führt man vielfach im Grundriß gekrümmt aus, um durch die Gewölbewirkung eine Erhöhung der Sicherheit zu erreichen. Die Gewölbewirkung kann bei einer aus einzelnen Blöcken zusammengesetzten Betonmauer naturgemäß nur eintreten, wenn die senkrechten Blockfugen fest geschlossen sind, so daß die Bogenkraft übertragen werden kann. Dafür muß, da ein Mauerkörper sich unter der Wirkung von Temperaturabnahme und Schwinden zusammenzieht, die Durchbiegung infolge des Wasserdrucks mindestens so groß sein, daß infolge der Verminderung der Bogenlänge die durch das Schwinden voneinander getrennten Blöcke wieder zum Anliegen gebracht werden. Ein Quellen des Betons bei Erhärtung unter Wasser wirkt der Verkürzung der Mauer entgegen, ebenso die Querdehnung infolge der Druckspannungen. Doch sind beide Längenänderungen wesentlich kleiner als die durch das Schwinden hervorgerufenen. Es ist schon öfter nachgewiesen worden, daß bei den üblichen großen Krümmungshalbmessern und den festgestellten Schwindmaßen ein Fugenschluß und damit eine Gewölbewirkung nicht eintreten können¹⁾.

In solchen Fällen sind die Spannungsverhältnisse einer gekrümmten Mauer ungünstiger als die einer geradlinigen. Bei der ersteren müssen genau genommen in Richtung des Halbmessers und nicht einander gleichlaufende Schnitte untersucht werden. Ein solcher Mauerkörper ist im Grundriß keilförmig, die luftseitige Breite ist kürzer als die wasserseitige. Wird in der statischen Berechnung eine gleichmäßig dicke Scheibe betrachtet und die Mauer nach der Trapezregel so bemessen, daß bei vollem Becken die wasserseitige Kantenpressung Null ist, wie es nach den deutschen Talsperrenvorschriften²⁾, Ziffer 30 und 39, zulässig ist, so erhält man an der Wasserseite Zugspannungen, wenn man in Richtung des Halbmessers liegende Schnitte untersucht. Um die Zugspannungen zu vermeiden, müßte die Mauer um ein gewisses Maß breiter gemacht werden.

¹⁾ Tölke, Bauing. 1931, S. 267. — Kelen, Die Gewichtstaumauern, S. 65. Berlin 1933, Jul. Springer.

²⁾ Erlaß des Ministers für Landwirtschaft, Domänen und Forsten vom 22. 5. 1933 — IV 34 833 (Lw. M. Bl. für 1933, S. 356).

Im folgenden soll ein Rechnungsverfahren angegeben werden, mit dem man bei keilförmigem Grundriß eines Mauerblocks die Abmessungen des Querschnitts so bestimmen kann, daß Zugspannungen vermieden werden. Die Rechnungsweise schließt sich der von E. Link³⁾ an.

Wenn bei vollem Becken die wasserseitigen Randspannungen Null sind, liegt bei der Scheibe der Schwerpunkt des Spannungskörpers unter dem luftseitigen Drittelpunkt der betrachteten Fuge. Bei einem

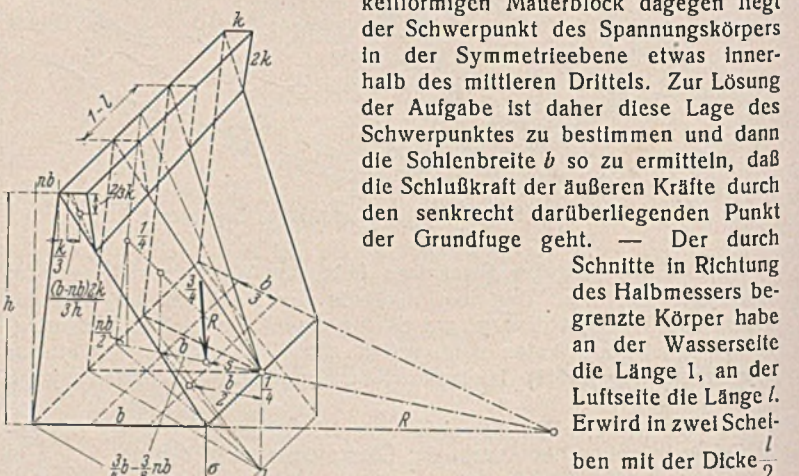


Abb. 1.

keilförmigen Mauerblock dagegen liegt der Schwerpunkt des Spannungskörpers in der Symmetrieebene etwas innerhalb des mittleren Drittels. Zur Lösung der Aufgabe ist daher diese Lage des Schwerpunktes zu bestimmen und dann die Sohlenbreite b so zu ermitteln, daß die Schlußkraft der äußeren Kräfte durch den senkrecht darüberliegenden Punkt der Grundfuge geht. — Der durch

Schnitte in Richtung des Halbmessers begrenzte Körper habe an der Wasserseite die Länge l , an der Luftseite die Länge l . Er wird in zwei Scheiben mit der Dicke $\frac{l}{2}$ und eine dazwischenliegende Pyramide mit der Länge $l - l$ zerlegt (Abb. 1). Der Schwerpunkt der Pyramide liegt auf der Schwerachse in $\frac{1}{4}$ der Höhe. Bezeichnet V_1 den Inhalt jeder der von gleichlaufenden Ebenen begrenzten beiden Scheiben des Spannungskörpers, V_2 den der dazwischenliegenden Pyramide, so ist der waagerechte Abstand s des Schwerpunktes des Spannungskörpers vom

³⁾ Dr.-Ing. E. Link, Ein Beitrag zur Querschnittbestimmung der Staumauern. Essen 1925.

luftseitigen Rand (wobei die zu $1-l$ gehörende Höhe des gleichschenkligen Grunddreiecks der Pyramide genau genug gleich seiner Schenkellänge b gesetzt ist):

$$s = \frac{2V_1 \cdot \frac{b}{3} + V_2 \cdot \frac{b}{2}}{2V_1 + V_2}; \quad V_1 = \frac{b\sigma}{2} \cdot \frac{l}{2}; \quad V_2 = \frac{1-l}{3}; \quad \frac{b\sigma}{2}$$

$$V = \frac{b\sigma}{6} (2l+1) = \frac{b\sigma}{2} \left(1 - \frac{2b}{3R}\right); \quad s = \frac{b}{2} \cdot \frac{l+1}{2l+1}$$

Nunmehr ist die Summe der senkrechten Kräfte ΣV und die Summe der Momente der äußeren Kräfte ΣM , bezogen auf den luftseitigen Fußpunkt der Mauer, aufzustellen. Dann ist

$$s = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{b}{2} \cdot \frac{l+1}{2l+1} = \frac{b}{2} \cdot l_1$$

I. Bestimmung der Sohlenbreite für Mauern mit senkrechter Stauwand.

Zunächst wird als einfachster Fall die Mauer mit senkrechter Wasserseite betrachtet. Das Kronendreieck habe die Breite k und die Höhe $2k$. Die Krone wird meist auf einem großen Teil ihrer Länge als Hochwasserüberlauf benutzt, die Fahrbahn wird dann als Brücke ausgeführt, deren Gewölbe oder Tragplatten mit Pfeilern auf der Mauer ruhen. Das Kronendreieck ist daher leichter als der volle Mauerkörper und wird mit dem mittleren Raumgewicht $\frac{3}{4} \cdot \gamma$ eingeführt. m bedeutet den Teil der Gründungsfläche, der von Sohlenwasserdruck (U) in dreieckiger Verteilung getroffen wird. Bei vollem Becken (daher der Zeiger v) ergibt sich der folgende Kräfteansatz:

$$\Sigma V_v = G_1 + G_2 - U$$

$$= \frac{\gamma b h}{2} \cdot l + \frac{\gamma b h}{3} (1-l) + \frac{3}{4} \cdot \gamma k^2 - \frac{m b h}{2} \cdot l - \frac{m b h}{3} (1-l)$$

$$= \frac{l+2}{3} \cdot \frac{b h}{2} (\gamma - m) + \frac{3}{4} \cdot \gamma k^2$$

$$\Sigma M_v = G_1 g_1 + G_2 g_2 - U u - W w = \frac{\gamma b h}{2} \cdot l \cdot \frac{2}{3} \cdot b$$

$$+ \frac{\gamma b h}{2} \cdot \frac{2}{3} (1-l) \cdot \frac{3}{4} \cdot b + \frac{3}{4} \cdot \gamma k^2 \left(b - \frac{2k}{3h} \cdot b - \frac{k}{3}\right)$$

$$- \frac{m b h}{2} \cdot l \cdot \frac{2}{3} \cdot b - \frac{m b h}{2} \cdot \frac{2}{3} (1-l) \cdot \frac{3}{4} \cdot b - \frac{h^3}{6}$$

$$= \frac{l+3}{12} \cdot h (\gamma - m) b^2 + \frac{3}{4} \cdot \gamma k^2 \left(1 - \frac{2k}{3h}\right) b - \frac{1}{4} \cdot \gamma k^3 - \frac{h^3}{6}$$

Das Kronendreieck ist hier vereinfacht mit der gleichbleibenden Dicke l eingeführt, da der damit verbundene Fehler verschwindend klein ist.

Mit $\frac{\Sigma M_v}{\Sigma V_v} = \frac{b}{2} \cdot l_1$ ist

$$\Sigma M_v = \frac{l+2}{12} \cdot l_1 h (\gamma - m) b^2 + \frac{3}{8} \cdot l_1 \gamma k^2 b$$

Durch Gleichsetzen der Werte für ΣM_v ergibt sich für b die Gleichung:

$$(1) \quad \frac{h(\gamma - m)}{6} [3 + l - l_1(2 + l)] b^2 + \frac{3}{2} \cdot \gamma k^2$$

$$\left(1 - \frac{2k}{3h} - \frac{l_1}{2}\right) b - \frac{1}{2} \cdot \gamma k^3 - \frac{h^3}{3} = 0$$

Die Gleichung für die 1 m dicke Scheibe ($l=1$) lautet:

$$\frac{h}{3} (\gamma - m) b^2 + \gamma k^2 \left(1 - \frac{k}{h}\right) b - \frac{\gamma}{2} \cdot k^3 - \frac{h^3}{3} = 0$$

Zahlenbeispiel:

Es sei $h=50$ m; $k=5$ m; $\gamma=2,35$ t/m³; $m=0,4$; $R=300$ m. l ist zunächst für einen angenommenen Wert von b zu ermitteln. Nach dem Ergebnis der Rechnung ist nötigenfalls in einem zweiten Rechnungsgang der verbesserte Wert von b einzuführen. Setzt man für b den

Wert ein, der sich für das rechtwinklige Grunddreieck mit $b = \frac{h}{\sqrt{\gamma - m}}$ ergibt⁴⁾, so wird mit $b=35,80$ m $l = \frac{R-b}{R} = 0,881$ m, $l_1 = \frac{1,881}{2,762} = 0,681$; b ergibt sich zu 35,79 m.

Für die Scheibe findet man $b=35,06$ m. Die Mehrbreite beträgt also 0,73 m oder 2,1% des für die Scheibe erforderlichen Maßes. $\frac{b}{2} \cdot l_1$ ist 12,19 m, $\frac{b}{3} = 11,93$ m. In der Symmetrieebene trifft die Schlußkraft die Sohlenfuge 12,19 - 11,93 = 0,26 m nach Innen vom luftseitigen Drittelpunkt.

Einen raschen Überblick über den Einfluß der Mauerkrümmung kann man dadurch gewinnen, daß man mit dem für die Scheibe gefundenen Wert b die Größe $\frac{b}{2} \cdot l_1 - \frac{b}{3}$ oder $\frac{b}{6} (3l_1 - 2)$ bestimmt. Rechnet man

⁴⁾ Bautechn. 1940, H. 39, S. 448, Anm. 6.

den dreifachen Betrag davon zu b hinzu, so erhält man die bei Berücksichtigung der Mauerkrümmung nötige Sohlenbreite. In unserem Beispiel ergibt sich $\frac{b}{2} (3l_1 - 2)$ zu 0,74 m. Man kann dadurch die umständliche unmittelbare Berechnung sparen, die, weil in der Formel kleine Unterschiede großer Zahlen vorkommen, mit vier Dezimalen durchgeführt werden muß.

II. Bestimmung der wasserseitigen Neigung der Mauer unter Berücksichtigung der Mauerkrümmung.

Es ist üblich, die Wasserseite einer Gewichtstauwand etwas zu neigen, um zu vermeiden, daß durch den Einfluß des Kronendreiecks bei leerem Becken an der Luftseite kleine Zugspannungen entstehen. Bei dem durch Schnitte in Richtung des Halbmessers begrenzten Mauerkörper liegt wegen der schmalen Luftseite der Schwerpunkt näher an der Wasserseite als bei einem Körper mit einander gleichlaufenden Seitenflächen. Infolgedessen ist auch der Einfluß des Kronendreiecks größer, und die Mauer erhält im Vergleich zur Scheibe eine stärkere wasserseitige Neigung.

Das Maß der Stauwandneigung wird als nb ⁵⁾ eingeführt. Die Gleichung für nb gewinnt man aus der Betrachtung des Spannungszustandes bei leerem Becken (Kräfte mit dem Zeiger l). Das Kronendreieck wird diesmal zweckmäßig als voll, also mit dem Raumgewicht γ in Rechnung gestellt.

Zunächst ist wieder der Schwerpunkt des Spannungskörpers für dreieckige Spannungsverteilung mit σ an der Wasserseite zu bestimmen.

$$s = \frac{2V_1 \cdot \frac{2}{3} \cdot b + V_2 \cdot \frac{3}{4} \cdot b}{2V_1 + V_2} = \frac{\frac{b\sigma l}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot b + \frac{b\sigma}{6} (1-l) \cdot \frac{3}{4} \cdot b}{\frac{b\sigma}{6} (2l+1)}$$

$$s = \frac{b}{4} \cdot \frac{5l+3}{2l+1} = \frac{b}{4} \cdot l_2$$

$$\Sigma V_l = G_1 + G_2 = \frac{b h \gamma}{2} \cdot l + \frac{b h \gamma}{3} (1-l) + \gamma k^2$$

$$\Sigma M_l = G_1 g_1 + G_2 g_2$$

$$= \frac{b h \gamma}{2} \cdot l \left(\frac{2}{3} \cdot b - \frac{1}{3} \cdot nb\right) + \frac{b h \gamma}{3} (1-l) \left(\frac{3}{4} \cdot b - \frac{3}{8} \cdot nb\right)$$

$$+ \gamma k^2 \left(b - nb - \frac{(b-nb)2k}{3h} - \frac{k}{3}\right)$$

$$= \frac{b^2 h \gamma}{12} (3+l) - \frac{b^2 h \gamma}{24} (3+l) nb + \gamma k^2 b \left(1 - \frac{2k}{3h}\right)$$

$$- \gamma k^2 \left(1 - \frac{2k}{3h}\right) nb - \gamma \cdot \frac{k^3}{3}$$

$$= \frac{b}{4} \cdot l_2 \Sigma V_l = \frac{b^2 h \gamma}{24} \cdot l_2 (l+2) + \gamma k^2 \cdot \frac{b}{4} \cdot l_2$$

$$(2) \quad nb = \frac{\frac{b^2 h}{12} \left[3 + l - \frac{l_2}{2} (2+l)\right] + k^2 b \left(1 - \frac{2k}{3h} - \frac{l_2}{4}\right) - \frac{k^3}{3}}{\frac{b h}{24} (3+l) + k^2 \left(1 - \frac{2k}{3h}\right)}$$

Die Gleichung für die Scheibe lautet⁶⁾:

$$(2a) \quad nb = \frac{\left(1 - \frac{2k}{h}\right) b - k}{\frac{h}{2k^2} \cdot b + 3 - \frac{2k}{h}}$$

Für das oben gewählte Zahlenbeispiel findet man:

Keilförmiger Mauerkörper mit $b=35,9$ m, $nb=0,95$ m
Mauerscheibe mit $b=35,15$ m, $nb=0,61$ m.

Der Einfluß der Mauerkrümmung ist also ziemlich stark. Das häufig angewendete Maß 1:0,02 für die Stauwandneigung genügt im vorliegenden Fall noch, für höhere Mauern mit großem Kronendreieck wird es aber zu knapp. Beispielsweise ergibt sich für die Abmessungen der Bleilochstauwand ($h=65$ m, $k=6,7$ m, $b=0,71h=46,15$ m, $R=300$ m) $nb=1,40$ m.

III. Bestimmung der Sohlenbreite für Mauern mit geneigter Stauwand.

Für volles Becken ist:

$$\Sigma V_v = G_1 + G_2 + A_w \text{ (Wasserauflast)} - U = \frac{\gamma b h}{2} \cdot l + \frac{\gamma b h}{3} (1-l)$$

$$+ \frac{3}{4} \cdot \gamma k^2 + nb \cdot \frac{h}{2} - \frac{m b h}{2} \cdot l - \frac{m b h}{3} (1-l)$$

$$= \frac{2+l}{3} \cdot \frac{b h}{2} (\gamma - m) + nb \cdot \frac{h}{2} + \frac{3}{4} \cdot \gamma k^2$$

⁵⁾ nb ist als eine Größe aufzufassen. Es wurde kein einzelnes Zeichen dafür gesetzt, um die Bezeichnung aus den in den Anm. 3 und 6 genannten Veröffentlichungen beizubehalten.

⁶⁾ Gl. (2a) stimmt überein mit Gl. (3a) des Aufsatzes E. Link und H. Link, Die Querschnittsbestimmung der Gewichtstauwauern usw. Bautechn. 1940, Heft 39, S. 447. Aus der genannten Gleichung erhält man Gl. (2a), wenn man in ihr k für b_0 und $2k$ für h_0 einsetzt.

$$\begin{aligned} \Sigma M_v &= G_1 g_1 + G_2 g_2 + A_w a_w - U u - W w \\ &= \frac{\gamma b h}{2} \cdot l \left(\frac{2}{3} \cdot b - \frac{1}{3} \cdot n b \right) + \frac{\gamma b h}{3} (1-l) \left(\frac{3}{4} \cdot b - \frac{3}{8} \cdot n b \right) \\ &+ \frac{3}{4} \cdot \gamma k^2 \left(b - n b - \frac{(b-nb) 2k}{3h} - \frac{k}{3} \right) + n b \cdot \frac{h}{2} \left(b - \frac{n b}{3} \right) \\ &- \frac{m b h}{2} \cdot l \cdot \frac{2}{3} \cdot b - \frac{m b h}{3} (1-l) \frac{3}{4} \cdot b - \frac{h^3}{6} \\ &= \frac{h}{12} (\gamma - m) (3 + l) b^2 - \frac{n b h \gamma}{24} (3 + l) b + \frac{3}{4} \cdot \gamma k^2 \left(1 - \frac{2k}{3h} \right) b \\ &+ \frac{n b h}{2} \cdot b - \frac{3}{4} \cdot \gamma k^2 n b \left(1 - \frac{2k}{3h} \right) - \frac{h}{6} (n b)^2 - \gamma \cdot \frac{k^3}{4} - \frac{h^3}{6}; \end{aligned}$$

$$\frac{\Sigma M_v}{\Sigma V_v} = \frac{b}{2} \cdot \frac{l+1}{2l+1} = \frac{b}{2} \cdot l_1 \text{ (s. oben);}$$

$$\Sigma M_v = \frac{b}{2} \cdot l_1 \Sigma V_v = \frac{h}{12} (\gamma - m) l_1 (2 + l) b^2 + \frac{n b h}{4} \cdot l_1 + \frac{3}{8} \cdot \gamma k^2 l_1 b.$$

Daraus ergibt sich für b die Gleichung:

$$(3) \quad \frac{h}{12} (\gamma - m) [3 + l - l_1 (2 + l)] b^2 + \frac{3}{4} \cdot \gamma k^2 \cdot \left(1 - \frac{2k}{3h} - \frac{l_1}{2} \right) b - \frac{n b h}{24} [(3 + l) \gamma - 12 + 6 l_1] b - \frac{3}{4} \cdot \gamma k^2 \cdot \left[n b \left(1 - \frac{2k}{3h} \right) + \frac{k}{3} \right] - \frac{h}{6} (n b)^2 - \frac{h^3}{6} = 0$$

Für die Mauer Scheibe lautet die Gleichung⁷⁾:

$$(3a) \quad \frac{h}{6} (\gamma - m) b^2 + \left(1 - \frac{k}{h} \right) \frac{\gamma}{2} \cdot k^2 b - (\gamma - 2) \frac{h}{6} \cdot n b \cdot b - \frac{3}{4} \cdot \gamma k^2 \left(1 - \frac{2k}{3h} \right) n b - \frac{h}{6} (n b)^2 - \frac{\gamma}{4} \cdot k^3 - \frac{h^3}{6} = 0.$$

Auch hier berechnet man zunächst mit einem angenommenen Maß für b die Werte l_1 , l_2 und $n b$ und setzt sie in die beiden Formeln für $n b$ und b ein. Mit dem gefundenen Wert für b ermittelt man in einem zweiten Rechnungsgang die endgültigen Werte. Um eine Genauigkeit auf cm zu erhalten, muß man im letzten Rechnungsgang mit vier Dezimalen rechnen.

Für das gewählte Zahlenbeispiel findet man mit $n b = 0,95$ m $b = 35,91$ m. Die Scheibe erfordert mit $n b = 0,61$ m nur 35,14 m. Die Mehrbreite beträgt also 0,77 m; sie ist etwas größer als bei der Mauer mit senkrechter Stauwand. Bei gleicher wasserseitiger Neigung 1:0,02 ist der Unterschied wie bei der Mauer mit senkrechter Wasserseite 0,73 m = 2,1%.

Man kann auch hier einfacher von der Scheibe ausgehen und den Wert $\frac{b}{2} (3 l_2 - 2)$ als die erforderliche Mehrbreite bestimmen. Im vorliegenden Fall findet man 0,75 m.

IV. Gleitsicherheit.

Die Gleitsicherheit einer Gewichtstauauern ist nicht besonders groß, und es muß unbedingt beim Entwurf und bei der Bauausführung darauf geachtet werden, daß ein genügender Gleitwiderstand gesichert ist. Er setzt sich zusammen aus der Haftschubfestigkeit zwischen Beton und Fels und der Reibung. Vergleicht man den durch Schnitte in Richtung des Halbmessers begrenzten Mauerkörper von der wasserseitigen Länge l mit der Scheibe, so zeigt sich die Gleitsicherheit des ersteren fühlbar kleiner. Die Krümmung der durch Fugen unterteilten Mauer kann auch hier erst dann ein Gleiten verhindern, wenn eine kleine Bewegung stattgefunden hat.

Als Sicherheitszahl⁸⁾ werde gewählt:

$$\eta = \frac{(1-m) F \tau_0 + f_0 \Sigma V_v}{0,5 h^2},$$

worin τ_0 die Haftschubfestigkeit (etwa 12 kg/cm²) und f_0 die Gleitzahl (etwa = 0,7) bedeuten. Die Größe von η liegt dann bei einer 50 m hohen Mauer etwa bei 3. Bei gleicher Sohlenbreite ist für das Beispiel unter III die Gleitsicherheit des Keils um 7,6% kleiner. Auch wenn man den Keil mit den Abmessungen, die zur Vermeidung von Zugspannungen erforderlich sind, mit der Scheibe vergleicht, zeigt sich die Gleitsicherheit noch um 2,7% niedriger, weil sowohl die Grundfläche als auch die Summe der lotrechten Kräfte kleiner als bei der Scheibe sind. Wird die Haftschubfestigkeit vernachlässigt, so ist der Unterschied 1,4%. Man hätte also, um vergleichsweise gleiche Sicherheit herzustellen, die Mauer auf größerer Höhe an die luftseitige Felsbrüst der Baugrube anzubetonieren. Dadurch entsteht nochmals ein kleiner Mehraufwand gegenüber dem scheibenförmigen Mauerkörper.

V. Schlußfolgerungen.

Die oben entwickelten Formeln sind hauptsächlich mitgeteilt worden, um einmal den Einfluß der Mauerkrümmung auf die Abmessungen des Querschnitts zahlenmäßig festzustellen, was bisher im deutschen Schrift-

tum noch nicht geschehen ist. Der Einfluß ist naturgemäß nicht groß, und man mag ihn als unwesentlich ansehen. Sind doch die Unsicherheiten, die in der Annahme des Sohlenwasserdrucks und des Raumgewichts liegen, in ihrer zahlenmäßigen Wirkung wesentlich größer als die hier gefundenen Beträge. Außerdem nimmt man meist, auch zum Ausgleich solcher Ungenauigkeiten, die Spitze des Hauptdreiecks in Kronenhöhe, also über dem höchsten möglichen Wasserstand an. Vor allem zeigen die neueren Beobachtungen an Betonmauern und wissenschaftliche Untersuchungen⁹⁾, daß durch den Einfluß der Baugrundverformung und des Schwindens am wasserseitigen Mauerfuß mit Zugspannungen gerechnet werden muß, die eine sehr ernst zu nehmende Größe erreichen können, um so mehr, je härter der Felsen und je höher die Mauer ist. Das gilt aber für gerade und gekrümmte Mauern in gleicher Weise.

Es bleibt festzustellen, daß die Sicherheit einer schwach gekrümmten Gewichtstauauern, bei der infolge des Schwindens keine Bogenwirkung eintreten kann, bei dem üblichen Krümmungshalbmesser von 300 bis 400 m bei Höhen um 50 m etwa 1,5 bis 2% geringer ist als die einer geraden Mauer von gleichem Querschnitt. Die Krümmung stellt in diesem Falle eine letzte Sicherheit dar, die erst wirksam werden kann, wenn der wasserseitige Mauerfuß sich bereits vom Felsen abgehoben hat oder ein Aufreißen der Arbeitsfugen eingetreten ist. Sie ist eine Zusatzsicherheit, die bei gutem Felswiderlager einen Einsturz verhüten wird, die aber nicht bei der Bemessung berücksichtigt werden darf. Neuzzeitliche Gewichtstauauern werden mit verhältnismäßig kurzen Fugenabständen gebaut, so daß der Fall des in Richtung des Halbmessers begrenzten, für sich zu betrachtenden Mauerblocks tatsächlich vorliegt. Die Kippsicherheit eines gekrümmten Blocks ist etwas größer als die eines geraden, dagegen ist die viel wichtigere Gleitsicherheit geringer.

Der Mehraufwand an Beton, der erforderlich wäre, um den Unterschied in der Sicherheit gegenüber einer geradlinigen Mauer wieder auszugleichen, ist bei hohen Mauern schon fühlbar. Für eine 300 m lange und 50 m hohe Mauer beträgt er je nach der Talgestaltung 3000 bis 4000 m³ und entspricht einem Kostenbetrag um 100 000 RM. Es ist verständlich, daß man öfter gerade Mauern ausgeführt hat, nicht nur wegen der einfacheren Herstellung, sondern auch um die durch die Krümmung hervorgerufene Mehrlänge und die damit verbundene Vermehrung der Mauermaße zu sparen. Diese beträgt für eine 300 m lange, mit $R = 300$ m gekrümmte Mauer schon fast 5%.

Diese Zahlen und Überlegungen scheinen für die Wahl geradliniger Gewichtstauauern zu sprechen. Trotzdem hält der Verfasser es für richtig, dort, wo die Hänge nur einigmaßen zur Aufnahme von Bogenschüben geeignet sind, eine gekrümmte Mauer auszuführen. In neuerer Zeit wurde mehrfach eindringlich hervorgehoben⁹⁾, daß reine Gewichtstauauern von allen Stauauern die geringste Sicherheit haben, wobei insbesondere die Erkenntnisse über die ungünstigen Wirkungen der Baugrundverformung und des Schwindens mitsprechen und zu einer erhöhten Vorsicht mahnen. Die Sicherheit wird wesentlich gesteigert, wenn man durch Auspressen der Blockfugen die unterstützende Bogenwirkung sichert. Statt aus den oben behandelten Gründen die Mauerbreite zu vergrößern, ist es vorteilhafter, die Blockfugen nach Beendigung des Schwindens bei niedriger Temperatur durch Auspressen mit Zementmörtel zu schließen. Wo noch keine Bogengewichtstauauern vorliegt, also die Querschnittbreite nicht kleiner als bei der reinen Gewichtstauauern gewählt werden darf, mag der Entschluß, Mühe und Kosten für die Fugenauspressung aufzuwenden, durch das Wissen um die andernfalls kaum zu vermeidende Querschnittverstärkung erleichtert werden. Eine gekrümmte Mauer mit ausgepreßten Fugen hat eine viel höhere Gleitsicherheit als eine gerade, zumal sich nahe der Talsohle die Hanganschlüsse wohl meist in ausreichendem Maße als Widerlager herrichten lassen. Vor allem die Rücksicht auf die Gleitsicherheit läßt nach den Feststellungen unter IV das Auspressen der Fugen angezeigt erscheinen.

Wichtig ist noch die Feststellung, daß bei Berücksichtigung der Mauerkrümmung die Neigung der Stauwand etwa anderthalbmal stärker sein muß, als sie sich für die Scheibe ergibt. Dies gilt auch dann, wenn die Blockfugen ausgepreßt werden. Die oft angewendete Stauwandneigung 1:0,02 würde hiernach bei einem kräftigen Kronendreieck zu knapp sein. Allerdings ist es zweifelhaft, ob bei steiler Wasserseite die nach der Trapezregel errechneten Zugspannungen — bei leerem Becken an der Luftseite — überhaupt auftreten, außerdem sind sie nach Lage und Größe unbedeutend. Man könnte daher gleichwohl eine steilere Neigung zulassen, als sie sich nach den obigen Formeln ergibt. Jedoch sprechen verschiedene andere Gründe¹⁰⁾ für eine nicht zu kleine Neigung, die zudem nur einen ganz geringfügigen Mehraufwand an Mauermaße bedingt. Bei einer Neigung 1:0,03 ist in den meisten Fällen der Einfluß der Mauerkrümmung bereits voll berücksichtigt.

⁷⁾ Gl. (3a) entspricht Gl. (4) des in Anm. 6 genannten Aufsatzes.

⁸⁾ Siehe S. 12 u. 82 des in Anm. 3 genannten Werkes.

⁹⁾ Ludin und Tölke, Wasserkraftanlagen, 2. Hälfte, 1. Teil. Berlin 1938, Jul. Springer. — ¹⁰⁾ E. Link und H. Link, Bautechn. 1940, Heft 39, S. 447.

Alle Rechte vorbehalten.

Gerhard Mensch zum Gedächtnis.

Kurz vor seinem 60. Geburtstage verschied in Berlin unerwartet der Beratende Ingenieur Gerhard Mensch. Mit ihm ist einer der bekanntesten Vertreter der freien Ingenieure, der Inhaber und Leiter eines der größten und leistungsfähigsten Bauingenieurbüros nicht nur der Reichshauptstadt, sondern des ganzen Reiches für immer von uns gegangen. Die Lücke, die sein Hinscheiden in den Kreisen der Baufachleute, besonders des Hoch- und Brückenbaues gerissen hat, wird nicht leicht zu schließen sein.

Gerhard Mensch wurde am 1. September 1880 zu Schötmar (Lippe-Detmold) geboren. Er besuchte dort die Bürgerschule und später die Realschule in Salzuflen. Da die Eltern frühzeitig verstarben, war er schon in jungen Jahren vollständig auf sich selbst angewiesen. Nach der ersten beruflichen Ausbildung, die er auf dem Technikum Ilmenau erhielt, trat Mensch als junger Ingenieur bei der Gutehoffnungshütte in Sterkrade ein. Die Eindrücke, die er dort empfing, die genaue und sorgfältige Arbeitsweise des Statikers und des Stahlbauers, sind für ihn zeit seines Lebens richtungweisend gewesen; noch in späteren Jahren erinnerte er sich gerne der Arbeiten, die er unter der Leitung des Altmeisters Krohn dort ausführen durfte.

Der Wunsch, sein Fachwissen an einer Technischen Hochschule zu erweitern und zu vertiefen, ließ Mensch nach Berlin übersiedeln. Im Jahre 1903 trat er in ein Berliner Ingenieurbüro ein, wo sich neben der beruflichen Tätigkeit die Gelegenheit bot, an der Charlottenburger Hochschule Vorlesungen zu hören. Der Berliner Hochschule ist er lange Zeit treu geblieben; viele Jahre später, als er schon längst selbständig war, half er als Assistent von Müller-Breslau und Siegmund Müller den jungen Nachwuchs in die Schwierigkeiten der Statik und des Ingenieurbauwesens einzuweihen.

1921 machte sich Mensch selbständig, gestützt auf eine jahrzehntelange theoretische und praktische Erfahrung. Als freischaffender Ingenieur hat er eine außerordentlich erfolgreiche Tätigkeit entwickelt. Sein tiefes Wissen, sein kameradschaftliches Zusammenarbeiten mit Architekten und Betriebsingenieuren, seine laute Gesinnung ließen ihn bald zu einem der gesuchtesten Beratenden Ingenieure werden. Von Bauwerken, an denen Mensch maßgeblich mitgewirkt hat, seien hier nur genannt die Straßenbrücke über die Drina bei Banja-Basta, das Tannenberg-Denkmal, die St. Kamillus-Kirche in Charlottenburg, die vielfachen großen und schwierigen Neu- und Umbauten von Siemens und Osram sowie der Allgemeinen Elektrizitäts-Gesellschaft. Für die Berliner Verkehrsgesellschaft erbaute Mensch die Straßenbahnhöfe in der Müllerstraße, in der Königin-Elisabeth-Straße sowie in Britz. Eine große Reihe von Hochhäusern sind in seinem Büro entworfen worden, so z. B. das Shellhaus, das Verwaltungsgebäude der Feuersocietät, das Bürohaus Friedrichstadt, der Postneubau Cicerostraße (sämtlich in Berlin) sowie das Hochhaus für den Magdeburger General-Anzeiger.

Mit dem Umbruch im Jahre 1933 waren es vor allem die vielen großen und wichtigen staatlichen Neu- und Umbauten, bei denen Mensch zur Mitarbeit herangezogen wurde. In diesem Zusammenhang seien ge-

nannt der Erweiterungsbau der Reichshauptbank in Berlin, die Reichsmünze, die Reichskanzlei, der Umbau des Berliner Wohngebäudes des Ministerpräsidenten Hermann Göring, sowie das Verwaltungsgebäude der NSDAP. in Berlin. Im Auftrage der Reichsbaudirektion war Mensch tätig bei den Neu- und Umbauten des Reichspräsidentenpalais, des Propagandaministeriums, der Reichsgetreidestelle, der Berliner Italienischen Botschaft, der deutschen Gesandtschaft in Teheran sowie des Reichstagsgebäudes, deren Kuppel er nach dem großen Brande 1933 auf ihre Standfestigkeit überprüfte. Weiter wirkte er mit am Neubau der wehrtechnischen Fakultät in Berlin sowie bei einer großen Reihe verschiedener Bauwerke für unsere junge Luftwaffe, die im einzelnen aufzuführen hier zu weit führen würde.

Über viele seiner Arbeiten hat Mensch im Fachschrifttum ausführlich berichtet¹⁾. Daneben hat er in einer großen Reihe von Vorträgen seine Arbeiten durch Wort und Bild erläutert.

Neben all dieser anstrengenden und aufreibenden Tätigkeit fand Mensch noch Zeit für eifrige ehrenamtliche Mitarbeit beim Ausbau unseres technischen Rüstzeuges. In einer großen Zahl von Fachausschüssen hat er mit Rat und Tat mitgewirkt, so im Deutschen Ausschuss für Stahlbau, im Deutschen Normenausschuß, im Winddruckausschuß, im Reichsbauausschuß für Luftschutz, in den Fachausschüssen für Baugrundforschung, für Lärminderung und für die Feuersicherheit im Bauwesen.

Um die Hebung des Ansehens des Standes der Ingenieure im allgemeinen und der Beratenden Ingenieure im besonderen hat er sich sehr verdient gemacht. Er sah im Ingenieur den Treuhänder des Ganzen, der unbestechlich und unbeirrt seine Pflicht diesem Ganzen gegenüber zu erfüllen hat. In diesem Sinne hat er als Vorstandsmitglied im Verein Beratender Ingenieure sowie im Verein der Prüfingenieure für Statik gewirkt. Im Architekten- und Ingenieurverein gehörte er dem Haushaltsausschuß sowie dem Beurteilungsausschuß Ingenieurwesen an.

So rundet sich das Bild eines Mannes, dessen ganzes Leben der rastlosen Arbeit und dem steten Einsatz für die deutsche Technik gewidmet war. Seinen Auftraggebern war er unermüdlicher und zuverlässiger Berater, seinen Berufskameraden, Mitarbeitern und Schülern, von denen viele heute führend am Neubau der deutschen Technik mitwirken, war er ein wohlwollender und stets hilfsbereiter Förderer. Kurzum, er war ein Mann, auf den man sich jederzeit unbedingt verlassen konnte.

Mit seiner Witwe und seinem Sohn trauern nicht nur seine Freunde und Mitarbeiter, sondern die gesamte deutsche Technik um den Verlust eines der besten ihrer Mitglieder.
Günter Worch, München.

¹⁾ Bautechn. 1932, S. 601. — Stahlbau 1929, S. 101 u. 112; 1931, S. 37 u. 212; 1932, S. 29; 1933, S. 68; 1935, S. 1 u. 105; 1936, S. 113, 1937, S. 150; 1939, S. 161. — Ztbl. d. Bauw. 1932, S. 548. — Bauing. 1924, S. 483; 1928, S. 152 u. 383; 1931, S. 519. — D. Bauztg. 1924 u. 1933 — Bauwelt 1937. — Z. d. V d I. 1931, 1934 u. 1938. — Werkstatt-Techn. 1925. — Der P-Träger 1930.

Vermischtes.

Der Aufbau Chinas auf technischem Gebiete. Nach einem Vortrage des Ing. N. A. van den Heuvel am 21. Dezember 1939 in s'Gravenhage¹⁾. Der Vortragende van den Heuvel, der fünf Jahre in China als Ingenieur tätig war, gibt zunächst ein Bild vom heutigen China, das völkisch gesehen durchaus nicht einheitlich ist, selbst die Landesgrenzen von China sollen nicht überall sicher anzugeben sein. Die Ausführungen über den Stand der Technik im früheren China stützen sich auf Vergleiche der technischen Leistungen des fernen Ostens mit denen Europas, wobei in China eine große Rückständigkeit auf allen Gebieten nicht zu verkennen ist.

So erwachte denn in China das Bestreben, den Vorsprung, den der Westen errungen hat, einigermaßen wieder aufzuholen. Das ist aber ohne ausländische Hilfe nicht möglich; aus diesem Grunde wurden für

das Wasserbauwesen holländische Ingenieure nach China gerufen²⁾, u. a. Sherpbeck, van der Veer und van den Heuvel; de Rijke baute den Wasserweg zum Hafen von Shanghai nach dem Vorbilde von Rotterdam für große Seeschiffe aus. Bei diesen Arbeiten waren ferner holländische Bauunternehmungen tätig. Die Lunghai-Bahn wurde nach den Plänen von Professor Hondelink gebaut und z. T. auch von den Niederlanden finanziert.

Die chinesische Zentral-Regierung unterstellte die neuen technischen Büros einer wirtschaftlichen Behörde, wohl um die wirtschaftlichste Bauausführung zu erreichen; außerdem wurden verschiedene Regierungsausschüsse für den technischen Aufbau gebildet, denen auch die tech-

²⁾ Anmerk. des Berichters: Aber auch deutsche Ingenieure, z. B. Engels-Dresden und Franzius-Hannover, sowie deutsche Wasserbauversuchsanstalten wurden von China um Mitarbeit gebeten.

¹⁾ De Ingen. 1940, Heft 19, S. A. 165.

nische Berufserziehung zugewiesen wurde. Im Jahre 1931 stellte auch der „Völkerbund“ technische Hilfe für China bereit und entsandte einen Ausschuß, bestehend aus einem Engländer, einem Franzosen und einem Holländer³⁾; auch der holländische Wasserbauingenieur Bourdrez wurde zugeordnet, der aber Anfang 1939 bei einem Unglück auf dem Goudzand-Flusse ums Leben kam. Aus diesem Anlasse bildete die chinesische Regierung eine Bourdrez-Stiftung, die auch durch in Holland gesammelte Gelder aufgefüllt wurde.

Der chinesischen Regierung wurden ferner britische und niederländische Gelder für den technischen Aufbau zur Verfügung gestellt, insbesondere zur Beseitigung der Überschwemmungs-Gefahren in Nanking, doch konnten diese Arbeiten infolge der Besetzung Nankings durch die Japaner von der chinesischen Zentral-Regierung nicht ausgeführt werden.

Zum Schlusse gab der Vortragende einen gedrängten Überblick über das bisher im technischen Aufbau Chinas Erreichte; im wesentlichen wird festgestellt, daß außer dem bereits erwähnten Ausbau des Seeschiffsweges nach Shanghai in vielleicht sechs bis acht Jahren einige tausend Kilometer Landstraßen und Bahnstrecken gebaut wurden. Ferner erfährt man, daß allmählich in China die Öllampe durch elektrisches Licht ersetzt wird, daß in einigen Städten Trinkwasseranlagen und Stadtentwässerungen geschaffen und daß Maßnahmen zur Beseitigung von Überschwemmungen getroffen wurden. Auch Bewässerungs- und Entwässerungs-Anlagen für landwirtschaftliche Zwecke sowie einige Wasserkraftwerke wurden gebaut.

Beachtung verdienen noch die Mitteilungen über den durch Lößgebiete führenden Gelbe Fluß (Hwang-ho), der bei 30- bis 40 000 m³/sek Hochwasserabfluß etwa 40% feste Stoffe mit sich führen soll; durch diese gewaltigen Sinkstoffmengen werden ständige Laufverlegungen bedingt und die Mündungen immer weiter in das Meer vorgeschoben; der Abstand der neuen Mündung von der ursprünglichen soll der Entfernung von Rotterdam nach Bordeaux entsprechen.

Der Vortragende van den Heuvel meint, daß für die einigermaßen gute Gestaltung des technischen Aufbaues in China noch viele Jahre nötig sein werden; durch die Besetzung großer Gebiete Chinas durch die Japaner sei die chinesische Zentral-Regierung auf ein kleineres und übersichtlicheres Gebiet angewiesen, worin er einen Vorteil zu erkennen glaubt.

Wenn auch manches in den Ausführungen des Vortragenden anzuerkennen ist, so ist doch nicht zu verhehlen, daß sie nicht ganz restlos davon überzeugen, daß der technische Aufbau in China wirklich erreicht ist. Selbst die humorvolle Bemerkung über die Leistungsfähigkeit der chinesischen Post- und Telegraphen-Verwaltung, daß eine um 11 Uhr in Nanking aufgegeben Drahtung in Rotterdam drei Stunden früher, um 8 Uhr⁴⁾, angekommen sei, vermag diesen Eindruck nicht zu ändern.

Professor Dr.-Ing. habil. R. Winkel, Danzig.

Rüttelstampfgerät zum Verdichten von Boden. Zum Verdichten von losen Erdschüttungen werden häufig Rüttelstampfgeräte verwendet, die bei Straßenbauten den Boden oder den Unterbeton für die Decke durch rasch aufeinanderfolgende Schläge in Schwingungen versetzen und festlegen. Um beim Antrieb dieser Geräte von einer fremden Kraftquelle unabhängig zu werden, ist von Richter & Nordmeier G. m. b. H.



Rüttelstampfgerät mit Antrieb durch einen Verbrennungsmotor zum Verdichten loser Schüttungen.

Aufn.: Richter & Nordmeier G. m. b. H.

vergrößert oder bis zum Arbeiten auf der Stelle verlangsamt werden.

Nach angestellten Versuchen beträgt die größte Schütthöhe, bis zu der das Gerät bei gewöhnlichen Anforderungen (Dammschüttung) den losen Boden einwandfrei verdichtet, 35 bis 40 cm. Bei dieser Schütthöhe wird mehr als die Hälfte des beim Schüttvorgang entstandenen Hohlraumgehalts des Bodens oder mehr als die Hälfte der entstandenen Steifenminderung zum Verschwinden gebracht. Für besonders hohe Anforderungen, bei Hinterfüllung von Widerlagern, ist eine Schütthöhe bis 20 cm möglich. Es werden dann mehr als drei Viertel des Hohlraums beseitigt.

Das Gerät verdichtet etwa 200 m²/h und verbraucht dabei 0,7 l/h an DKW-Kraftstoffgemisch. Es wiegt 130 kg. Infolge der Wendigkeit ist jede Stelle einer Schüttung erreichbar. Man kann auch auf der Stelle wenden.

R.—

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. a) Reichsverkehrsministerium, Eisenbahnabteilungen. Ernann: zum Amtsrat: der Regierungsoberinspektor Adolf Hopstock.

b) Betriebsverwaltung. Ernann: zum Reichsbahndirektor: die Oberreichsbahnrate Fritz Lauser, Dezernent der RBD Hamburg, Arnold Lubeseder, Dezernent der RBD Halle (Saale); — zum Reichsbahnrat: die Reichsbahnbauassessoren Dr.-Ing. Kurt Leibbrand bei der RBD Frankfurt (Main), Richard Gattinger bei der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Nürnberg, Friedrich Griesbeck bei der RBD Linz, Wilhelm Bangen beim Neubauamt Halle (Saale) 2, der Reichsbahn- amtmann Heinrich Henschen, Vorstand des Betriebsamts Eschwege; — zum Reichsbahnrat: die technischen Reichsbahninspektoren Ernst Wergner in Berlin, Arno Seydel in Weimar, Justin Fischer in Königsberg (Pr), Ferdinand Morgenroth in München.

Versetzt: der Abteilungspräsident Kurt Löliger, Abteilungsleiter und Dezernent der RBD Wuppertal, als Abteilungsleiter und Dezernent zur RBD Danzig; — der Oberbaudirektor Johannes Neumann, Leiter der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Wien, als Abteilungsleiter und Dezernent zur RBD Wuppertal mit der Amtsbezeichnung Abteilungs- präsident; — die Oberreichsbahnrate Karl Schmidlin, Dezernent der RBD Köln, als Dezernent zur RBD Stuttgart, Otto Knipper, Dezernent der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Hamburg, als Dezernent zur Reichsbahnbaudirektion Berlin, Karl Manilk, Vorstand des Betriebs- amts Bautzen, als Vorstand zum Betriebsamt Greiz; — die Reichsbahn- rate Adolf Wieden beim Betriebsamt Teplitz als Vorstand zum Betriebs- amt Coesfeld, Paul Schrapps beim Betriebsamt Pirna als Vorstand zum Neubauamt Dresden, Gerhard Heyd, Vorstand des Betriebsamts Detmold, als Dezernent zur RBD Schwerin, Carl Klein, Vorstand des Betriebs- amts Reichenberg, als Dezernent zur RBD Saarbrücken, Hermann Baum- gärtel, Vorstand des Betriebsamts Erfurt 1, als Dezernent zur RBD Saarbrücken, Franz Frömel beim Betriebsamt Breslau 5 als Vorstand zum Neubauamt Groß Wartenberg, Max Schweinitz, Vorstand des Betriebsamts St. Wendel, als Dezernent zur RBD Saarbrücken, Walter Köllner, Vorstand des Betriebsamts Detmold, als Vorstand zum Betriebs- amt Mies, Ewald Engels, Vorstand des Neubauamts Groß Wartenberg, als Vorstand zum Betriebsamt Strasburg (Westpr.), Rudolf Morgenstern, Vorstand des Neubauamts München 12, als Vorstand zum Betriebsamt Detmold, Walter Meßmann, Vorstand des Betriebsamts Coesfeld, als Vorstand zum Betriebsamt Samter, Heinz Graf, Vorstand des Neubau- amts Linz 3, als Vorstand zum Neubauamt Amstetten, Martin Herzberg, Vorstand des Neubauamts Plauen (Vogtl.), als Vorstand zum Betriebsamt Riesa, Kurt Alber beim Betriebsamt Köln als Vorstand zum Neubauamt Berlin-Tempelhof, Dietrich Helbich bei der RBD Halle (Saale) zur RBD Posen; — die Reichsbahnbauassessoren Alfons Hübner beim Betriebsamt Breslau 4 als Vorstand zum Neubauamt Berlin-Lichterfelde 1, Ernst Walter beim Betriebsamt Regensburg als Vorstand zum Neubau- amt Berlin-Schöneberg, Hans Gellissen beim Betriebsamt Wuppertal 1 zur Reichsbahnbaudirektion Berlin, Karl-Heinz Falke bei der RBD Stettin als Vorstand zum Neubauamt Zossen, Ernst-Günther Hammersen beim Betriebsamt Nordhausen 1 zum Betriebsamt Warburg (Westf.), Ernst Lehmann beim Betriebsamt Chemnitz 1 zur Reichsbahnbaudirektion Berlin, Erwin Schmelzer beim Betriebsamt Köln zur RBD Saarbrücken, Henning Freiherr von Mirbach beim Betriebsamt Halle (Saale) 2 zur Reichsbahnbaudirektion Berlin, Karl-Robert Fritzen beim Betriebsamt Stuttgart 1 zum Betriebsamt Linz 1.

Überwiesen: der Oberreichsbahnrat Gerhard Capelle, Dezernent der RBD Berlin, als Dezernent zur Reichsbahnbaudirektion Berlin; — der Reichsbahnrat Friedrich Dippel, Vorstand des Betriebsamts Karls- ruhe 3, als Dezernent zur RBD Karlsruhe; — der Reichsbahnbauassessor Alfred Schenk beim Betriebsamt Berlin 1 in den Bezirk der Reichs- bahnbauverwaltung Berlin.

In den Ruhestand getreten: der Reichsbahnrat Arno Hüttig in Engelsdorf.

Gestorben: der Oberreichsbahnrat Anton Baumgartner, Vorstand des Betriebsamts Wien 5; — der Reichsbahnrat Franz Werteker bei der RBD Wien; — der Reichsbahnrat Richard Klaubert in Dresden.

INHALT: Zur Bemessung der eisernen Auskleidung kreisförmiger Unterwassertunnel. — Die Wolga-Staunanlage in Kujbyschew. — Der Einfluß der Mauerkrümmung auf die Bemessung von Gewichtstaumauern. — Gerhard Mensch zum Gedächtnis. — Vermischtes: Der Aufbau Chinas auf technischem Gebiete. — Rüttelstampfgerät zum Verdichten von Boden. — Personalmeldungen.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin-Steglitz, Am Stadtpark 2. — Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9. — Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

³⁾ Der Bericht erwähnt nicht, daß auch ein Deutscher, der hamburgische Baudirektor Sieveking entsandt wurde. Die Schriftltg.

⁴⁾ Anmerk. des Berichters: Jeder Längengrad bedingt bekanntlich 4 Minuten Zeitunterschied. Nanking liegt rd. 120° östl. und Rotterdam rd. 4° östl. Daher 116 · 4 = 464 Minuten = 7³/₄ Stunden Zeitunterschied.